



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

TOMI MARTINMÄKI  
PAALULAATAN OPTIMOINTI

Diplomityö

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen  
Tarkastaja ja aihe hyväksytty Talouden  
ja rakentamisen tiedekunnan tiedekun-  
taneuvoston kokouksessa 9. marras-  
kuuta 2016

## TIIVISTELMÄ

**TOMI MARTINMÄKI:** Paalulaatan optimointi

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 115 sivua, 4 liitesivua

Marraskuu 2016

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennesuunnittelu

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

**Avainsanat:** paalulaatta, optimointi, teräsbetoni, teräskuitubetoni, lävistysmitoitus, lävistysraudoitus, plastisuusteoria, murtoviivamenetelmä, paaluhattu

Nykyisin rakennesuunnittelijoilta vaadittava kustannustietoisuus ja suunnitelmien kustannustehokkuus ovat kasvattaneet kilpailua niin rakennusalalla kuin suunnittelutoimistoissa. Rakenteiden optimaalisuuden tavoittelemisessa joudutaan huomioimaan useita erilaisia muuttujia sekä kaikkien niiden vaikutukset on tunnettava. Tarkalla usean muuttujan tietokonelaskennallisella optimoinnilla suunnittelijat pystyvät suunnittelemaan kustannustehokkaita ja rakenteellisesti kestäviä ratkaisuja. Tämän työn perustana oli selvittää optimaalisin paalulaattarakenne, joka soveltuu tuotantotilakäyttöön tai varastorakennukseen. Tässä työssä oli tarkoituksena kehittää paalulaattarakenteen optimointiin soveltuva mitoitusohjelma, jolla saataisiin selvitettyä laskennallisesti kokonaiskustannuksiin perustuen optimaalisin paalulaattarakenne.

Työssä esitettiin teräsbetonirakenteiden ja teräskuitubetonirakenteiden mitoitus teoriat ja mitoitusmenetelmät paalulaattarakenteille olemassa olevia standardeja ja ohjeita hyödyntäen. Teräskuitubetonin mitoitus teoriat perustuivat ulkomaisten mitoitusstandardien mukaisiin menetelmiin, sillä tällä hetkellä Suomessa ei ole virallista standardia teräskuitubetonirakenteiden mitoitukselle. Teräsbetonirakenteiden mitoitus suoritettiin pääasiassa SFS-EN 1992-1-1 standardin mukaisesti. Paalulaattarakenteen optimoinnissa murtorajatilanteen mukaiset voimasuureet laskettiin plastisuusteorian mukaisesti myötöviivamenetelmällä ja käyttörajatilanteissa kimmoteorian mukaisesti pilarikaistamenetelmällä. Työssä esitettiin myös useita mitoitusmenetelmiä lävistyskapasiteetin selvittämiseksi niin teräsbetonisille kuin teräskuitubetonisille laatoille. Tällä hetkellä lävistyskestävyyden mitoitusmenetelmät poikkeavat suuresti eri standardien ja ohjeiden välillä, joten menetelmien väliset ristiriitaisuudet ovat tiedostettava.

Tässä työssä tutkittiin erilaisia paalulaattarakenteita sekä selvitettiin laskennallisesti kokonaiskustannuksiin perustuen optimaalisin paalulaattarakenne. Työssä esitettiin tavantomaiset paalulaattarakenteet teräsbetonisille ja teräskuitubetonisille paalulaatoille. Paalulaattarakenne valittiin koostuvaksi kantavasta teräsbetonisesta tai teräskuitubetonisesta kantavasta laatasta, maahan lyötävästä tukipaalusta sekä mahdollisesta laattaan integroitavasta laattavahvennoksesta, vahvistusraudoitteesta tai paalun päälle toteutettavasta paaluhattusta. Kyseisille eri rakennemuodoille selvitettiin laskennallisesti optimaalisimmat yhdistelmäratkaisut sekä selvitettiin niiden väliset kustannuserot paalulaattarakenteen neliökustannuksien avulla. Laskentatuloksissa esitettiin paalulattian kuormituksien ja paalulipituuksien vaikutukset optimaalisimpien paalulaattarakenteiden neliökustannuksiin. Laskentatulokset esitettiin taulukoina ja graafisina kuvaajina, joiden avulla saatiin suoritettua laskelmien vertailu ja selvitettyä optimaalisin paalulaattarakenne.

## ABSTRACT

**TOMI MARTINMÄKI:** Optimization of the Pile Slab

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 115 pages, 4 Appendix pages

November 2016

Major: Structural Engineering

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

**Keywords:** pile slab, optimization, reinforced concrete, steel fibre reinforced concrete, punching, shear, yield line theory, pile hat

Structural engineers are required to have more information about the cost-awareness and cost-effectiveness of the plans. In order for the designer to be capable of designing cost-effective solutions he must identify a number of structural solutions as well as understand the formations of cost. When seeking structure cost optimality it is necessary to take into consideration the number of different variables and all of their effects. Structural engineers are able to design a cost-effective and structurally sustainable solutions by accurate multi-variable computer-based optimization. The basis of this thesis was to determine the most optimal structure of the pile slab that is suitable for the production factory or warehouse. The purpose of this thesis was to develop an appropriate optimization tool that solves calculation of the total cost of the pile slab structure.

Reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete design theories and methods for the pile slab structures were presented in this thesis by utilizing the existing standards and guidelines. The steel fibre concrete design theories were based on foreign design standards, because currently there is no official standards for steel fibre reinforced concrete in Finland. The design of the reinforced concrete structures was based on mainly in SFS EN-1992-1-1 standard. The structural optimization for the pile slab structure was calculated by the yield line theory according to the theory of the plasticity at the ultimate limit state (ULS) and by strip method according to the elastic theory at the serviceability limit state (SLS). This thesis also suggests a number of methods to verify the design of punching of reinforced concrete slabs and steel fibre reinforced concrete slabs. Currently, punching design methods differ greatly between different standards and guidelines, so the contradictions between the methods are important to know and understand.

In this thesis a variety of the pile slab structures were examined and the most optimal structure of the pile slab was solved based on the total cost of structure. The most common pile slab structures, which are made of reinforced concrete and steel fibre reinforced concrete, were sorted out in this thesis. The pile slab structure was selected to consist of load-bearing reinforced concrete slab or steel fibre reinforced concrete slab, support piles as well as a possibly integrated column head to the slab, punching reinforcement or on top of the pile created pile hat. The aforementioned structural parts were investigated computationally by optimal combination and the cost differences between them were investigated by using the square cost. The effects of the floor loads and the pile length were presented to the square-cost-based calculation results. The results were presented in tables and graphs allowing a comparison of the results as well as resolving of the most optimal structure of the pile slab.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Suunnittelu Laukka Oy:n pyynnöstä. Tutkimuksen tarkoituksena oli selvittää optimaalisin paalulaattarakenne ja vertailla erilaisten paalulaattarakenteiden välisiä kustannuksia. Yrityksen käyttöön luotiin Excel-taulukkolaskentaohjelmalla luotu paalulaattarakenteen optimointiohjelma.

Suuret kiitokset tahdon osoittaa professori Anssi Laaksoselle (TTY), joka toimi tämän työn tarkastajana. Mielenkiintoiset keskustelut ja tämän työn tekeminen antoivat uusia näkökulmia rakennesuunnittelijalle kustannuslähtöisestä rakennesuunnittelusta. Kiitos myös Suunnittelu Laukan henkilöstölle ja erityisesti RI Heikki Ainasojalle, jonka ansiosta tämä tutkimustyö saatiin toteutettua. Erityisesti suurimmat kiitokset tahdon osoittaa Rakennusliike Koivukoski Oy:n Mikko Kankkoselle, jonka inspiroimana työn aihe kehitettiin suunnitteluprojektin aikana. Lisäksi häneltä saadut kustannustiedot ja tarjouspyynnöt sekä toteutettu projekti olivat todella tärkeää tietoa ja kokemusta tälle työlle.

Oulaisissa, 29.10.2016

Tomi Martinmäki



5.1	Kimmenteorian mukainen analyysi kaistamenetelmällä.....	50
5.2	Plastisuusteorian mukainen analyysi murtoviivamenetelmillä .....	55
5.2.1	Kartiomekanismi tasaisen kuorman vaikutuksesta .....	57
5.2.2	Kartiomekanismi pistekuorman vaikutuksesta .....	58
5.2.3	Palkiton laatta.....	59
5.2.4	Palkillinen laatta.....	62
6.	PAALULAATAN OPTIMOINTI.....	64
6.1	Kohdefunktio, muuttujat, rajoitusehdot ja raja-arvot .....	65
6.2	Kustannukset .....	67
6.3	Optimoitavien paalulaattarakenteiden ominaisuudet ja mitoitusmenetelmät 67	
6.3.1	Teräsbetoni-laatta .....	67
6.3.2	Kuitubetoni-laatta.....	68
7.	OPTIMOIDUT PAALULAATTARAKENTEET .....	70
7.1	Optimaalinen teräsbetoni-paalulaatta .....	70
7.2	Optimaalinen raudoitamaton teräskuitubetoni-paalulaatta.....	74
7.3	Laattavahvennettu teräsbetoni-paalulaatta .....	79
7.3.1	Laattavahvennoksen paksuuden vaikutus kustannuksiin.....	79
7.3.2	Optimoidut laattavahvennetut teräsbetoni-paalulaatat .....	83
7.4	Laattavahvennettu ja lävistysraudoitettu teräsbetoni-paalulaatta .....	87
7.5	Paaluhatuin vahvistettu teräsbetoni-paalulaatta.....	90
7.5.1	Paaluhatuun halkaisijan vaikutus kustannuksiin.....	90
7.5.2	Optimoidut paaluhatuin vahvistetut teräsbetoni-paalulaatat .....	93
7.6	Paaluhatuin vahvistettu teräskuitubetoni-paalulaatta .....	97
7.6.1	Paaluhatuun halkaisijan vaikutus kustannuksiin.....	97
7.6.2	Optimoidut paaluhatuin vahvistetut teräskuitubetoni-paalulaatat .	100
8.	TULOKSIEN YHTEENVETO.....	106
9.	JOHTOPÄÄTÖKSET.....	110
9.1	Päätelmät .....	110
9.2	Jatkotutkimustarpeet.....	111
	LÄHTEET.....	113

LIITE 1: Optimaalinen teräskuitubetoni-paalulaatta

LIITE 2: Optimaalinen teräsbetoni-paalulaatta

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

### *Latinalaiset pienet kirjaimet*

$a_x, a_y$	Momentin nollakohdan etäisyys tuesta tarkasteltavassa suunnassa
$b$	Poikkileikkauksen leveys
$c$	Pilarin halkaisija
$c_{min}$	Betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{min,dur}$	Betonipeitteen vähimmäisarvo
$c_{nom}$	Betonipeitteen nimellisarvo
$d$	Poikkileikkauksen tehollinen korkeus
$e$	Lävistysvoiman epäkeskisyys leikkautuvan alueen painopisteestä
$\Delta c_{dev}$	Betonipeitteen mittapoikkeama
$f_{ctd,u}^f$	Teräskuitubetonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctR,s}^f$	Teräskuitubetonin vetokestävyyden ominaisarvo (SLS)
$f_{ctR,u}^f$	Teräskuitubetonin vetokestävyyden mitoitusarvo (ULS)
$f_{cd}$	Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo
$f_{ck}$	Betonin lieriölujuus ominaisarvo
$f_{ck,cube}$	Betonin kuutiolujuuden ominaisarvo
$f_{ctd}$	Betonin vetolujuuden mitoitusarvo
$f_{ctk,0,05}$	Betonin vetolujuus
$f_{ctm}$	Betonin keskimääräinen vetolujuus
$f_{ctm,fl}$	Betonin taivutusvetolujuus
$f_{tk}$	Betoniteräksen vetolujuuden ominaisarvo
$f_{yd}$	Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo
$f_{yk}$	Betoniteräksen myötölujuuden ominaisarvo
$f_{ywd,ef}$	Lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus kaavasta
$h$	Poikkileikkauksen kokonaiskorkeus
$l_H$	Etäisyys pilarin pinnalta paksunnoksen reunaan
$l_x, l_y$	Jänneväli tarkasteltavassa suunnassa
$m_u ; m'_u$	Plastisuusteorian mukainen laatan momenttikestävyys poikkileikkauksen eri pinnoissa
$m_{xf}$	Keskikaistan positiivinen taivutusmomentti (alapinta)
$m'_{xf}$	Keskikaistan negatiivinen taivutusmomentti (yläpinta)
$m_{xs}$	Pilarikaistan positiivinen taivutusmomentti (alapinta)
$m'_{xs}$	Pilarikaistan negatiivinen taivutusmomentti (yläpinta)
$m'_{xs,min}$	Pilarikaistan negatiivisen taivutusmomentin minimiarvo (yläpinta)
$p_d$	Aluekuorman mitoitusarvo
$r$	Säde
$r_{cont}$	Perustarkistuspiirin etäisyys/säde kuormituksesta
$s_r$	Leikkausraudoituskehien säteittäinen väli
$s_{r,max}$	on suurin halkeamaväli
$s_t$	Leikkausraudoituksen kehän suuntainen jakoväli
$t$	Tarkasteluhetki
$t$	Tuen leveys
$u$	Lävistysmitoituksen perustarkistuspiirin pituus
$v_{Rd,ct}^f$	Lävistysraudoittamattoman teräskuitubetonin lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$v_{Rd,c}$	Lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$v_{Rd,cf}$	Teräskuitubetonin lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$v_{Rd,cs}$	Lävistysraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo

$v_{Rd,max}$	Lävistysraudoitetun laatan maksimi lävistyskestävyyden mitoitusarvo
$w_k$	Halkeamaleveys
$w_{max}$	Halkeamaleveyden maksimiarvo
$x$	Neutraaliakselin etäisyys poikkileikkauksen puristetusta reunasta
$z$	Poikkileikkauksen sisäisten voimien momenttivarsi

### Latinalaiset isot kirjaimet

$A_{load}$	kuormituspinta-ala
$A_s$	Raudoituksen poikkileikkausala
$A_{sv}$	Lävistysraudoituksen poikkileikkausala
$A_{sw}$	Pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän teräsala
$A_u$	Tuen reunasta etäisyydellä 0,5d olevan leikkauksen rajoittama ala
$D$	Pyöreän tuen halkaisija
$E_{cm}$	Betonin sekanttimoduuli
$E_{c,eff}$	Betonin tehollinen kimmokerroin
$E_s$	Betoniteräksen kimmokerroin
$L$	Pituus
$L_x, L_y$	Jänneväli tarkasteltavassa suunnassa
$F$	Kuorma
$F_d$	Kuorman mitoitusarvo
$F_k$	Kuorman ominaisarvo
$I_c$	Betonipoikkileikkauksen taivutusjäyhyys
$M$	Taivutusmomentti
$M_{cr}$	Ensimmäisen halkeaman muodostumishetkellä vallitseva taivutusmomentti
$M_{Ed}$	Taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{el,d}$	Kimmoteorian mukainen taivutusmomentin mitoitusarvo
$M_{Rd}$	Taivutuskestävyyden mitoitusarvo
$\Delta M_{ed}$	Tukimomentin pienennys
$M_u ; M'_u$	Plastisuusteorian mukainen palkin momenttikestävyys poikkileikkauksen eri pinnoissa
$N$	Normaalivoima
$N_{Ed}$	Normaalivoiman mitoitusarvo
$V$	Leikkaus- tai lävistysvoima
$P_u$	Plastisuusteorian mukainen rajakuorman mitoitusarvo
$V_{Ed}$	Leikkaus- tai lävistysvoiman mitoitusarvo
$V_{Rd}$	Leikkaus- tai lävistysvoimakestävyyden mitoitusarvo
$W_I$	Leikkausjännityksen jakautumista kuvaava kerroin
$W_c$	Betonipoikkileikkauksen taivutusvastus

### Kreikkalaiset kirjaimet

$\alpha$	Kulma tai tarkasteltava muodonmuutosparametri taipumien yhteydessä
$\gamma_{ct}^f$	Teräskuitubetonin osavarmuusluku
$\gamma_c$	Betonin osavarmuusluku
$\gamma_s$	Betoniteräksen osavarmuusluku
$\epsilon_c$	Betonin puristuma
$\epsilon_{cm}$	Keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä
$\epsilon_{cu2}$	Betonin murtopuristuma



$\varepsilon_{fc,t}$	Teräskuitubetonin venymä
$\varepsilon_{sm}^f$	Keskimääräinen teräskuitubetonin venymä
$\varepsilon_{sm}$	Keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kuormitusyhdistelmän vallitessa
$\varepsilon_{ud}$	Betoniteräksen murtovenymän mitoitusarvo
$\varepsilon_{uk}$	Betoniteräksen murtovenymän ominaisarvo
$\theta_{pl,d}$	Sallitun kulmanmuutoksen perusarvo
$\lambda$	Betonin puristuspinnan tehollisen korkeuden kerroin
$\lambda_f$	Teräskuidun hoikkuustekijä
$\mu$	Suhteellinen momentti
$\xi$	Jakautumakerroin
$\rho$	Geometrinen raudoitussuhde
$\rho_f$	Teräskuitujen määrä suhteutettuna tilavuuteen
$\rho_x, \rho_y$	Akselin suuntaisesti raudoituksen suhteellinen teräsmäärä
$\sigma_c$	Betonin puristusjännitys
$\sigma_{cp}$	Normaalivoimasta tai jännevoimasta aiheutuva betonin puristusjännitys
$\sigma_{cu}$	Murtopuristumaa vastaava betonin puristusjännitys
$\sigma_s$	Betoniteräksen jännitys
$\phi_s$	Betoniteräksen halkaisija
$\phi_{eq}$	Betoniteräksien ekvivalentti halkaisija
$\varphi(\infty, t_0)$	Virumisluku
$\omega$	Mekaaninen raudoitussuhde

### ***Lyhenteet***

BY	Suomen betoniyhdistys
DAfStb	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton
DIN	Deutsches Institut für Normung
RakMk	Rakennusmääräyskokoelma
RILEM	International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimuksen tausta

Suunnittelu Laukka Oy:n toimeksiannosta tutkimuksen aiheena on rakennuksen lattiaksi toteutettava paalulaattarakenne sekä sen kustannuksien optimointi. Työ toteutetaan osittain Suunnittelu Laukka Oy:lle Lehto Group Oyj:n tytäryhtiön Rakennusliike Koivukoski Oy:n toimeksi antaman suunnitteluprojektin aikana. Kohteena on noin 5000m<sup>2</sup> tuotantohalli, johon toteutetaan teräskuitubetonista valmistettu paalulaatta.

Nykyään rakennesuunnittelijat joutuvat toteuttamaan kustannuslähtöistä rakennesuunnittelua, kun suunnittelutyön tilaajat vaativat rakennesuunnittelijoilta yhä enemmän kustannustietoisuutta. Optimoiduista rakenteista saadaan kustannustehokkaita ja joissain tapauksissa jopa ekologisia materiaalimenekkien pienentymisten vuoksi. Rakenteiden optimaalisuuden tavoittelussa joudutaan ottamaan huomioon monia muuttujia sekä muuttujien vaikutukset on tunnettava, jotta rakenteesta saadaan totutettua sekä kustannustehokas että rakenteellisesti kestävä.

Uusien rakenneratkaisujen toteuttaminen ilman riittävää tutkimista on rakennusosalalla tunnetusti haastavaa. Tilaajat, rakennuttajat, urakoitsijat, suunnittelijat ja viranomaiset ovat rakennusosalalla tottuneet vakioituihin ratkaisuihin ja siksi uusille materiaaliratkaisuille tai suunnitteluratkaisuille ei löydy sijaa ilman riittävää tietoisuutta ratkaisun mahdollisuuksista. Nykyään Suomessa maanvaraisissa laatoissa sekä osaltaan paalulaatoissa on käytetty teräskuitubetonia, mutta monelle rakennushankkeen osapuolelle tuote on edelleen tuntematon. Rakennesuunnittelijoille ei ole tällä hetkellä vielä tarjolla virallisia mitoitusstandardeja Suomessa, joten tällä hetkellä joudutaan turvautumaan kuituvalmistajien standardin mukaisista koekuormituksista saatuihin tietoihin sekä Suomen betoniyhdistyksen julkaisemaan teräskuitubetonirakenteita koskevaan ohjeeseen. Tämän vuoksi virallisen mitoituksen joutuu rakennuskohtaisesti toteuttamaan kuituvalmistaja, mutta tämä menettely ei poista kuitenkaan vastaavan rakennesuunnittelijan vastuuta rakenteen toimivuudesta ja kestävyydestä. Tässä työssä esitetään ulkomaisten mitoitusstandardien mukaisia teräskuitubetonin suunnittelumenetelmiä, joita rakennesuunnittelija pystyy hyödyntämään tutkiessaan kuituvalmistajan mitoituksia tai arvioidessaan toteutettavaan kohteeseen tarvittavan kuitubetonisen paalulaatan rakennetta.

## 1.2 Tutkimuksen tavoitteet

Tutkimuksen tarkoituksena on selvittää kustannustehokkaimmat betonikansi- ja paalutyyppiratkaisut huomioiden betonikannelle aiheutuvat ulkoiset kuormitukset ja paaluihin vaikuttavat maaperäolosuhteet.

Tässä tutkimuksessa tutkitaan erilaisia paalulaattarakenteita sekä niiden kokonaiskustannuksien muodostumista. Tutkimuksen tavoitteena on esitellä tavanomaiset paalulaattarakenteet teräsbetonisille ja teräskuitubetonisille paalulaatoille. Tässä tutkimuksessa paalulaattarakenteet koostuvat teräsbetonista tai teräskuitubetonista toteutettavasta kantavasta laatasta, teräsbetonisesta maahan lyötävästä tukipaalusta sekä mahdollisesta laattaan integroitavasta vahvistusraudoitteesta, paaluvahvennoksesta tai paalun päähän toteutettavasta paaluhatusta. Näiden eri rakenneseosien yhdistelmistä pyritään laskennallisesti löytämään optimaalisin yhdistelmäratkaisu. Koska paalulattian kuormitukset ja paalujen lyöntisyvydet ovat rakennuspaikoilla tapauskohtaiset, tutkimuksen tarkoituksena on selvittää myös kuorman suuruuden ja paalujen lyöntisyvyyden vaikutukset optimaalisimpaan paalulaattarakenteeseen. Tutkimuksen optimoinnin laskentatulokset eri tapauksille esitetään taulukoina ja graafisina kuvaajina, joiden avulla voidaan suorittaa tuloksien vertaileminen.

Jotta paalulaattarakenteen rakenteellinen kestävyys saadaan varmistettua, tutkimuksessa joudutaan esittelemään yleiset mitoitusperiaatteet olemassa olevia standardeja hyödynnäen teräsbetoni- ja teräskuitubetonilaatoille. Tutkimuksen tavoitteena on selvittää teräskuitubetoni ja teräsbetonilaatan toimintatavat taivutetuissa rakenteissa ja huomioida taivutushalkeilun vaikutus laatan toimintaa niin murto- kuin käyttörajatilatarkasteluissa. Koska teräsbetoni- ja teräskuitubetonilaatan voidaan olettaa yleensä toimivan murtotilanteessa plastisesti, tutkimuksessa esitetään plastisuusteorian ja kimmoteorian mukaiset mitoitusmenetelmät, joita hyödynnetään voimasuureiden laskentaan. Murtorajatilanteen voimasuureiden laskemiseksi käytetään plastisuusteorian mukaista myötöviivamenetelmää ja käyttörajatilanteen voimasuureiden laskemiseksi kimmoteoriaa noudattavaa pilarikaistamenetelmää.

## 1.3 Tutkimuksen rajaukset

SFS EN-1990 mukaisia kuormituksia ja kuormitusyhdistelmiä ei esitetä tässä tutkimuksessa. Ne kuitenkin huomioidaan laskentatilanteissa ja optimoinnissa.

Teräskuitubetonin käyttörajatilan halkeamien mitoitusmenetelmiin ei syvennyttä tarkemmin. Käyttörajatilassa teräskuitubetonilaatta pidetään halkeilemattomassa tilassa, jolloin ensimmäisen halkeaman kriittistä jännitystä ei saavuteta ja laatan oletetaan mitoituksellisesti pysyvän halkeilemattomana. Kriittisen jännityksen ylittyessä kuitubetonin halkeamamitoitus muuttuu monimutkaiseksi ja aiheeseen liittyvien tutkimustuloksien vähäisyyden vuoksi sitä ei tässä käsitellä. Lisäksi käyttörajatilan mitoituksiin ei huomioida niin

sanottuja laatan sisäisiä pakkovoimia, jotka synnyttävät laattaan sisäisiä jännityksiä esimerkiksi kutistumien tai lämpöliikkeiden vaikutuksista. Suurten yhtenäisten laattakenttien kutistumien vaikutukset laatan sisäisiin jännityksiin ovat merkittävät, mutta ne jätetään mitoituksellisesti tässä työssä käsittelemättä. Sen sijaan tässä työssä esitetään menetelmiä kuinka niitä voidaan hallita kohtalaisesti ilman asianmukaisia mitoitusmenetelmiä.

Plastisuusteorian mukaista myötöviivamenetelmän teoreettista pohjaa ei käsitellä tässä työssä. Kaikki myötöviivamenetelmän mukaiset laskentatapaukset on esitetty kirjallisuudessa ja tarkemmin plastisuusteorian perusteet löytyvät esimerkiksi oppilaitoksien rakenteiden mekaniikan oppikirjoista.

Tässä tutkimuksessa kustannuksien arviointi on hyvin karkeaa. Tutkimuksessa huomioidaan lähinnä materiaalikustannuksia eikä työkustannuksia tarkemmin huomioida. Kustannuksien muodostumiset selvitetään toteutuneiden kohteiden, tarjouspyyntöjen ja osittain myös kirjallisuuden mukaan. Kustannukset esitetään esimerkiksi teräsbetoni- ja teräskuitubetonilaatoille kuutio- tai neliöhintoina, joihin on sisällytetty työn osuudet. Työkustannukset huomioidaan ainoastaan raudoitustyölle, jonka kustannustieto perustuu kirjallisuudesta saatavaan arvioon.

Tässä tutkimuksessa ei käsitellä optimoinnin perusteita eikä optimoinnin laskennallisia funktioita. Optimaaliset ratkaisut selvitetään ainoastaan tietokonelaskentaohjelman iteroimana. Rajallisen ajan ja laajan laskentatyön vuoksi laskentaohjelman iterointiaika ja iterointitapaukset pidetään myös rajallisena. Laskennan virhearviointia ei suoriteta eikä sitä pidetä tarpeellisena, koska laskenta on hyvin karkeaa ja rajallista eikä kaikkia muutujia pystytä ottamaan huomioon erittäin laajan aihealueen vuoksi. Tuloksien vertailulla pyritään tapauskohtaisesti löytämään optimaalisimmat arvot, koska tutkittavia tapauksia on useita.

## 2. TERÄSBETONI

### 2.1 Betoni

#### 2.1.1 Betonin materiaaliominaisuudet

Betoni omaa erinomaisen puristuslujuuden, mutta vetolujuus on sen sijaan noin kymmenesosa puristuslujuudesta. Tämän vuoksi betonista hyödynnetään yleensä vain puristusominaisuudet rakenteiden murtokestävyydestä tarkasteluissa. SFS-EN 1992-1-1 standardin mukaan betonit jaetaan puristuslujuuden mukaan eri lujuusluokkiin. Lujuusluokat perustuva 28 vuorokauden iässä määritettävään lieriölujuuden ominaisarvoon  $f_{ck}$ . EN 1992-1-1 mukaisessa luokittelussa tunnuksena käytetään C kirjainta, jota seuraa lieriölujuuden  $f_{ck}$  ja kuutiolujuuden  $f_{ck,cube}$  arvot. Puristuslujuuksien mukainen luokittelu on esitetty taulukossa 1.

**Taulukko 1.** Betonin lujuus- ja muodonmuutosominaisuudet [9]

Betonin lujuusluokka									
$f_{ck}$ (MPa)	25	30	35	40	45	50	55	60	70
$f_{ck,cube}$ (MPa)	30	37	45	50	55	60	67	75	85
$f_{cm}$ (MPa)	33	38	43	48	53	58	63	68	78
$f_{ctm}$ (MPa)	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
$E_{cm}$ (GPa)	31	33	34	35	36	37	38	39	41
$\varepsilon_{c2}$ (‰)	2,0						2,2	2,3	2,4
$\varepsilon_{cu2}$ (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7
$n$	2,0						1,75	1,6	1,45
$\varepsilon_{c3}$ (‰)	1,75						1,8	1,9	2,0
$\varepsilon_{cu3}$ (‰)	3,5						3,1	2,9	2,7

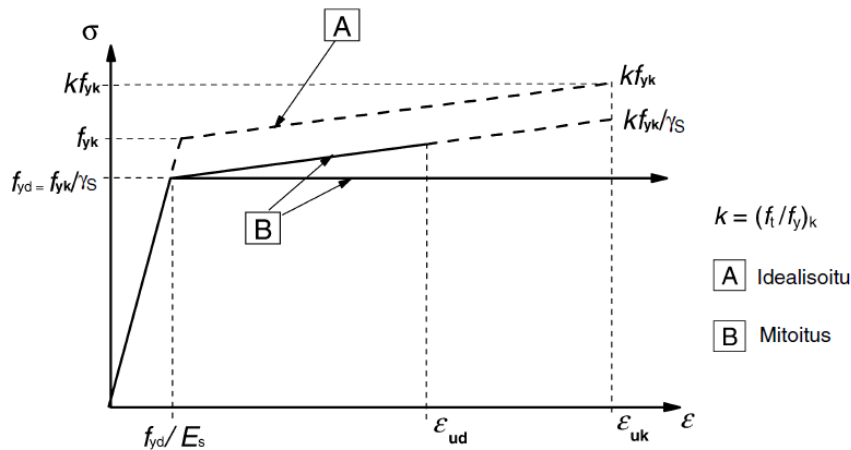
#### 2.1.2 Teräksen materiaaliominaisuudet

Teräsbetonirakenteissa teräksen tehtävänä on toimia yhdessä betonin ominaisuuksien kanssa. Teräksien tehtävänä on yleensä ottaa vastaan kaikki vetorasitukset, kun betoni ei pysty niitä vastaanottamaan riittävästi. Betoni on siis vetorasitteisissa rakenteissa hyvin haurasta, kun sen sijaan teräkset ovat yleensä hyvinkin sitkeitä ja kestävät paremmin muodonmuutoksia. Betonissa käytettävät teräkset jaotellaankin teräksen myötölujuuden  $f_{yk}$  mukaan. Betoniteräksellä tulee olla riittävä sitkeys, joka määritetään vetolujuuden  $f_{tk}$  ja myötörajan välisen suhteen sekä murtovenymän  $\varepsilon_{uk}$  arvoina. Betoniteräksiltä vaadittavat ominaisuudet tulee osoittaa käyttämällä EN10080 mukaisia testausmenetelmiä. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 betoniteräkset jaotellaan kolmeen sitkeysluokkaan A, B ja C

standardissa esitetyn liitteen C mukaisesti. Betoniteräksen myötölujuuden  $f_{yk}$  tulee olla esitetyissä luokissa 400...700 MPa. Yleisimmin käytetyt A500HW ja B500B teräkset kuuluvat sitkeysluokkaan B. Sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset on esitetty taulukossa 2. Kuvassa 1 on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1 betoniteräksen jännitys-venymäyhteyden kaksi mallia – nouseva jännitys ja vakiojännitys myötörajan jälkeen. Nousevan jännityksen tapauksessa jännitys saa kasvaa muodonmuutoksen sallittuun ylärajaan  $\epsilon_{ud}$  saakka. Vakiojännityksen tapauksessa, muodonmuutosta ei rajoiteta, vaan jännitys pysyy vakiona myötörajan saavuttamisen jälkeen.

**Taulukko 2.** Betoniterästen sitkeysluokkiin liittyvät vaatimukset [19]

Sitkeysluokka	A	B	C
Myötölujuuden ominaisarvo $f_{yk}$ (MPa)	400...700		
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ vähimmäisarvo	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
Suhteen $k=(f_t/f_y)_k$ enimmäisarvo			$< 1,35$
Suurinta voimaa vastaavan venymän ominaisarvo $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$



**Kuva 1.** Betoniteräksen idealisoitu jännitys-venymäkuvaaja ja mitoituskuvaajat [19]

## 2.2 Lujuus ja osavarmuudet

Murtorajatilassa varmuus osoitetaan osavarmuusluvuilla, jotka on osoitettu betonille ja betoniteräksille taulukossa 3. Onnettomuustarkasteluissa käytetään osavarmuuslukuina pienennettyjä arvoja.

**Taulukko 3.** Betonin ja betoniteräksen osavarmuuskertoimet standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan

Mitoitustilanteet	Betoni	Betoniteräs
Normaalitilanne	1,5	1,15
Onnettomuus	1,2	1

Betonin puristuslujuuden mitoitusarvo  $f_{cd}$  määritetään osavarmuuslukua käyttämällä

$$f_{cd} = 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (2.1)$$

missä  $f_{ck}$  on betonin lieriölujuus ja  $\gamma_c$  on betonin osavarmuusluku.

Betonin vetolujuuden mitoitusarvo  $f_{ctd}$  määritetään niin ikään osavarmuuslukua käyttämällä

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (2.2)$$

missä  $f_{ctk,0,05}$  on betonin vetolujuus.

Betoniteräksen myötölujuuden mitoitusarvo  $f_{yd}$  on

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (2.3)$$

missä  $f_{yk}$  on betoniteräksen myötölujuus ja  $\gamma_s$  on betoniteräksen osavarmuusluku.

## 2.3 Säilyvyys ja betonipeite

SFS-EN 1992-1-1 mukaan hyvin säilyvän rakenteen tulee täyttää käyttökelpoisuutta, lujuutta ja stabiiliutta koskevat vaatimukset koko rakenteen suunnitellun käyttöiän ajan. Rakenteen ei tällöin oleteta merkittävästi menettävänsä käyttökelpoisuuttaan ja ilman ennalta-aavistamatonta kohtuutonta huolenpitoa. Rakenteille vaadittava suojaus tulee toteuttaa huomioiden rakenteen käyttötarkoitus ja rasitukset. Rasitukset voivat muodostua välittömien kuormien, välillisten kuormien ja ympäristöolosuhteiden vaikutuksesta. Välittömät kuormat määräytyvät lattiarakenteille yleensä käyttötarkoituksen ja seuraamusvaikutusten mukaisesti ja välilliset kuormat lattioille sen sijaan pakkovoimista, kuten kuitistumista. Ympäristövaikutukset lattiarakenteille ovat kemiallisia tai fysikaalisia. Kemiallisia rasituksia ovat esimerkiksi happoliuokset, sulfaattisuolat tai betonin sisältämät kloridit. Fysikaaliset rasitukset voivat sen sijaan liittyä välillisinä rasituksina esimerkiksi kulutuksen kestävyyyteen ja lämpötilan muutoksiin. [19]

Raudoituksen korroosiosuojaus riippuu betonipeitteen tiheydestä, laadusta, paksuudesta ja halkeilusta. Betonipeitteen tiheys, laatu ja halkeilu saavutetaan valvomalla vesi-sementti-suhdetta. Betonipeitteen paksuus ja osittain myös halkeilu määräytyvät rakenteeseen kohdistuvien rasituksien ja käyttötarkoituksen mukaan. Lisäksi myös rakenteen riittävän palonkestävyyden varmistamiseksi betonipeitteelle voidaan antaa erillisiä arvoja. Betonipeitteenä pidetään betonipinnan ja sitä lähinnä olevan raudoituksen etäisyyttä. Yleensä suunnitelmissa esitetäänkin betonipeitteen nimellisarvo  $c_{nom}$ , joka määritellään

betonipeitteen vähimmäisarvon  $c_{min}$  ja suunnittelussa huomioon otettavan mittapoikkeaman  $\Delta c_{dev}$  summana

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (2.4)$$

Lattioissa betonipeitteen vähimmäisarvo määräytyy yleensä ympäristöolosuhteiden rasitusluokkien mukaan, jolloin merkintä betonipeitteen vähimmäisarvolle on  $c_{min,dur}$ . Ympäristöolosuhteiden mukaisten rasitusluokkien betonipeitteiden vähimmäisarvot on esitetty taulukossa 4. Taulukko on määritetty SFS-EN 1992-1-1 standardin Suomen kansallisessa liitteessä sillä alkuperäisessä standardissa on esitetty hieman laajemmat määrittelyt rasitusluokan mukaisille betonipeitteen vähimmäisarvoille, joihin vaikuttaa esimerkiksi vaatimusluokka, rakenneosan muoto tai laadunvarmistusmenetelmät. [19]

**Taulukko 4.** Betonipeitteen vähimmäisarvot SFS-EN 1992-1-1 standardin mukaan

<i>Ympäristöolosuhteista johtuva betonipeitteen vähimmäisarvovaatimus <math>c_{min,dur}</math></i>				
<b>Rasitusluokka</b>	<b>Suunnittelu käyttöikä 50v</b>	<b>Suunnittelu käyttöikä 100v</b>	<b>Betonipeitteen vähennys lujuusluokassa</b>	
X0	10	10	$\geq C20/25$	-5
XC1	10	10	$\geq C30/37$	-5
XC2, XC3	20	25	$\geq C35/45$	-5
XC4	25	30	$\geq C35/45$	-5
XD1	30	35	$\geq C35/45$	-5
XS1	30	35	$\geq C40/50$	-5
XD2	35	40	$\geq C35/45$	-5
XD3, XS2, XS3	40	45	$\geq C45/55$	-5

Fyysisten rasituksien aiheuttama betonin kulumisen voidaan huomioida eurokoodien mukaisen kulutusluokituksen mukaan lisäämällä betonipeitettä niin sanotulla uhrauskerroksella. Betonipeitekerroksen paksuus voidaan määrittellä taulukon 5 mukaan.

**Taulukko 5:** SFS-EN 1992-1-1 mukaiset suositukset betonipeitteen lisäykselle kulutusluokan mukaan (Kussakin maassa voidaan esittää kulutusluokituksen arvot kansallisessa liitteessä)

<b>Kulutusluokka</b>	<b>Lisäpeite</b>	<b>Kulutusluokan määritelmä</b>
XM1	5mm	Kohtalainen kulutus. Teollisuuslaitos, jossa käytetään usein ilmarenkaiden varassa kulkevia ajoneuvoja
XM2	10mm	Raskas kulutus. Teollisuuslaitos, jossa käytetään usein ilmarenkaiden tai umpirenkaiden varassa kulkevia haarukkatrukkeja
XM3	15mm	Erittäin suuri kulutus. Teollisuuslaitos, jossa käytetään muovi- tai teräspyörien varassa kulkevia haarukkatrukkeja tai telaketjuajoneuvoja



Suunnittelussa huomioon otettava mittapoikkeama  $\Delta c_{dev}$  on 10mm, mutta esimerkiksi tehdasolosuhteissa valmistetuille elementtirakenteille voidaan käyttää pienempää mittapoikkeamaa, jos tehdään sisäisen laadunhallintajärjestelmän mukaan on perusteltua. Kuitenkaan pienempää mittapoikkeamaa kuin 5mm ei saa käyttää. Lattioiden tapauksessa mittapoikkeama on aina siis 10mm. [19]

SFS-EN 1992-1-1 standardissa Suomen kansallisen liitteen mukaan betonipeitteen nimellisarvoa lisätään yleensä sallimalla suurempia poikkeamia mitoituksessa, kun betonia valetaan epätasaisia pintoja vasten. Lisäys on tavallisesti epätasaisuuden aiheuttaman erotuksen suuruinen. Esimerkiksi lattialaattaa valettaessa tasauserroksen varaan lisäys on 10mm ja karkeamman kapillaarikerroksen varaan valettaessa 20-40mm suunnittelijan harkinnan perusteella. Kuitenkin betonipeitteen nimellisarvo voidaan aina valita suunnittelijan harkinnan mukaan suuremmaksi, kun betonipeitteen suuruus on huomioitu rakenteen kestävyyttä määritettäessä. [19]

## 2.4 Teräsbetonirakenteiden mitoitus taivutusmitoitus

Laattojen perusolettamuksena pidetään, että niiden poikkileikkaukset pysyvät tasoina ennen ja jälkeen kuormituksen. Laattojen epäjatkuvuusalueet, jotka eivät pysy tasoina, voidaan suunnitella yksityiskohtaisesti ristikkomenetelmällä. Epäjatkuvuusalueita ovat esimerkiksi tukien tai pistekuormien läheisyydet. Lisäksi, kun määritetään teräsbetonipoikkileikkauksen taivutuskestävyyttä murtorajatilassa, oletetaan, että puristetun ja vedetyn raudoituksen ja ympäröivän betonin muodonmuutos on sama sekä betonin puristusjännitykselle on määritetty kuvan 2 mukainen jännityksen ja muodonmuutoksen välinen yhteys. Kuva 2 voidaan esittää myös yhtälöryhmänä

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ kun } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (2.5)$$

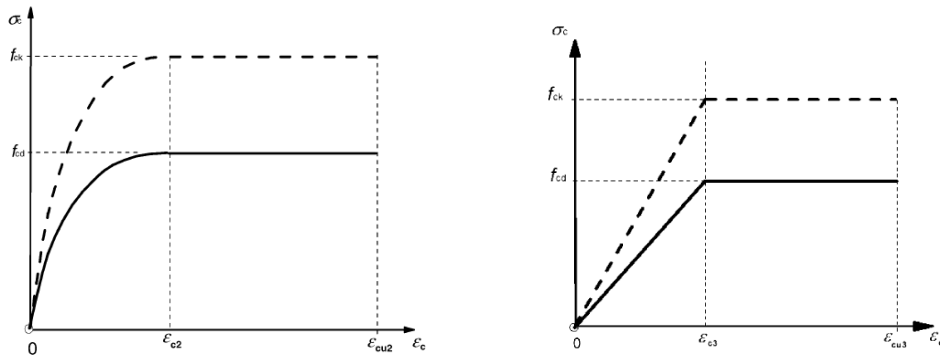
$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ kun } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (2.6)$$

missä

$n$  on 2,0, kun  $f_{ck} \leq C50/60$

$\varepsilon_{c2}$  on maksimilujuuden saavuttamiskohdan muodonmuutos 2,0‰, kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa

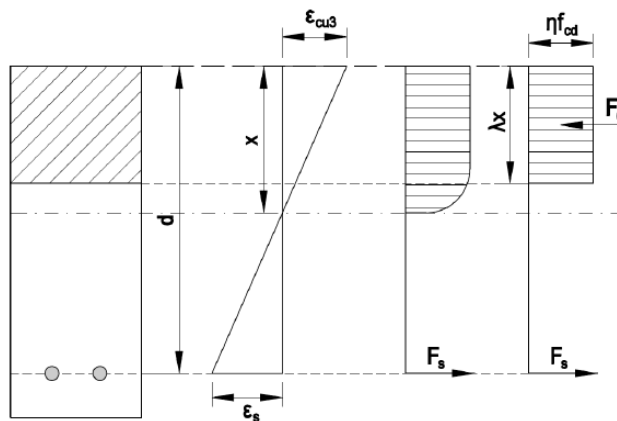
$\varepsilon_{cu2}$  on murtopuristuma, joka on 3,5‰, kun  $f_{ck} \leq 50$  MPa



**Kuva 2.** Vasemmalla kuvassa puristetun betonin paraabeli-suorakaide-kuvio ja oikealla kuvassa bilineaarinen jännitys-muodonmuutosyhteys [19]

Poikkileikkauksen oletetaan pysyvän tasona, kun betonin puristuma saa olla enintään  $\varepsilon_{cu2}$  tai  $\varepsilon_{cu3}$  käytettävästä jännityksen ja muodonmuutoksen yhteydestä riippuen ja betoniteräksen muodonmuutokset saattavat olla enintään  $\varepsilon_{ud}$ . Kun betonin lujuus on enintään C50/60, betonin puristuma saa olla enintään 3,5‰ ja B500B terästä käytettäessä teräksen venymä saa olla enintään 25‰. Kuvan 3 perusteella saadaan normaaliraudoitettu poikkileikkaukselle määritettyä puristuspinnan maksimaaliseksi korkeudeksi

$$x < \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_s} d \quad (2.7)$$



**Kuva 3:** Betonipoikkileikkauksen suorakaiteen muotoinen jännitys jakauma [19]

Jännitysresultanttia laskettaessa voidaan käyttää jännityssuorakaidetta (kuva 3). Sen tehollisen korkeuden kerroin  $\lambda$  saadaan

$$\lambda = 0,8 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.8)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad , \text{ kun } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.9)$$

ja tehollisen lujuuden määrittelevä kerroin  $\eta$  saadaan

$$\eta = 1,0 \quad , \text{ kun } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (2.10)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50)/200 \quad , \text{ kun } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (2.11)$$

Joten kaavoista yleisesti nähdään, että laatoilla yleensä betonin tehollinen lujuus on sama kuin betonin mitoitus lujuus ja tehollinen korkeus  $\lambda=0,8$ .

Kuvassa 3 betonin puristusresultantiksi  $F_c$  ja teräksen vetoresultantiksi  $F_s$  saadaan muodostettua

$$F_c = b \cdot \lambda x \cdot f_{cd} \quad (2.12)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (2.13)$$

Näiden voimien välille voidaan muodostaa tasapainoehdot, kun voimien välinen etäisyys eli momenttivarsi on  $z$ , joka on

$$z = d - \frac{\lambda x}{2} \quad (2.14)$$

jolloin

$$F_c = F_s \quad (2.15)$$

$$M_{Rd} = F_c \cdot z = F_s \cdot z \quad (2.16)$$

Edellä esitetyistä yhtälöistä saadaan johdettua

$$b \cdot \lambda x \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} \quad (2.17)$$

Kaava (2.17) voidaan muuttaa muotoon

$$\lambda x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot f_{cd}} \quad (2.18)$$

Ja voidaan sijoittaa kaavaan (2.14), jolloin

$$z = d - \frac{A_s f_{yd}}{2b f_{cd}} \quad (2.19)$$

Kun kaava (2.13) ja kaava (2.19) sijoitetaan kaavaan (2.16), saadaan momenttikestävyydelle  $M_{Rd}$  johdettua yhtälö

$$M_{Rd} = F_c \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \left( d - \frac{A_s f_{yd}}{2b f_{cd}} \right) \quad (2.20)$$

Yleensä kirjallisuudessa esitetyissä muodoissa johdetaan vetorautoitetun poikkileikkauksen teräsmäärän  $A_s$  yhtälöt mitoitusmomentille, jolloin on yksinkertaisempaa selvittää teräsmäärä kirjallisuudessa johdettuja merkintöjä käyttäen. Kaavasta (2.20) voidaan ratkaista myös poikkileikkauksen teräsmäärä  $A_s$ , mutta ratkaisu muodostuu toiseen asteen yhtälöksi.

Vetorautoitetun poikkileikkauksen teräsmäärä  $A_s$  voidaan johtaa kaavaa (2.18) käyttäen, jolloin

$$\begin{aligned} \frac{\lambda x}{d} &= \frac{A_s}{bd} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, \\ \beta &= \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \omega \end{aligned} \quad (2.21)$$

Jossa

$$\beta = \frac{\lambda x}{d} \quad \text{on tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus} \quad (2.22)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{on geometrinen rautoitussuhde} \quad (2.23)$$

$$\omega = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \text{on mekaaninen rautoitussuhde} \quad (2.24)$$

Sisäisen momenttivarren  $z$  kaava (2.19) voidaan johtaa muotoon

$$z = d \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (2.25)$$

Poikkileikkauksen taivutuskestävyyden mitoituskaava (2.20) saadaan johdettua yksinkertaisempaan muotoon

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_c \cdot z = b \cdot y \cdot f_{cd} \left( d - \frac{y}{2} \right) \\ &= \beta \left( 1 - \frac{\beta}{2} \right) \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}, \\ &= \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \end{aligned} \quad (2.26)$$

$$\text{jossa } \mu = \beta \left( 1 - \beta/2 \right)$$

Kun rakenteen poikkileikkaus on tunnettu, saadaan suhteellisen momentin  $\mu$  avulla ratkaistua poikkileikkauksen teräsmäärä

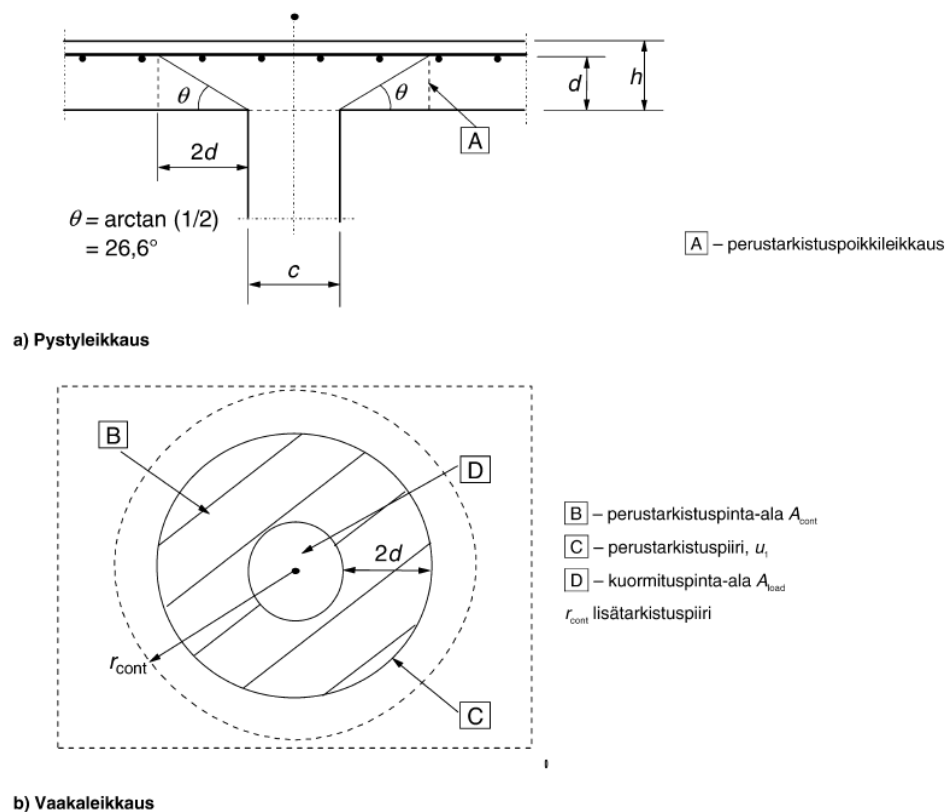
$$A_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot f_{yd}}, \quad (2.27)$$

Jossa sisäinen momenttivarsi  $z$  on kaavan (2.25) mukainen ja tehollisen puristuspinnan suhteellinen korkeus on  $\beta = 1 - \sqrt{1 - 2\mu}$ .

## 2.5 Lävistysmitoitus SFS-EN 1992-1-1 standardin mukaan

Tämä luku perustuu täysin SFS-EN 1992-1-1 standardin mukaiseen laatan lävistysmitoitukseen. Suomessa kyseisen standardin kansallisessa liitteessä kuitenkin esitetään noudattavaksi rakennusmääräyskokoelman B4 mukaista lävistysmitoitushjetta. Tässä kuitenkin esitetään peruseriaatteitakin, joita voidaan noudattaa ja hyödyntää rakennusmääräyskokoelman mukaisessa mitoituksessa.

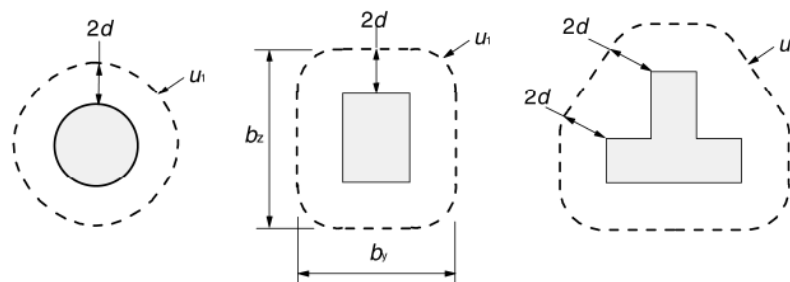
Laatan lävistysmitoitus perustuu leikkausmitoitukseen. Lävistyminen voi aiheutua pistekuormasta tai reaktiosta, joka vaikuttaa laattaan suhteellisen pienellä alueella, jota kutsutaan kuormituspinta-alaksi  $A_{load}$ . Kuormituspinta-alalla laatan on oltava umpibetoninen. Kuvassa 4 esitetään SFS-EN 1992-1-1 mukainen murtorajatilassa tapahtuvan lävistysmurtumisen tarkastusmalli.



**Kuva 4.** Lävistyskestävyyden tarkastelumalli SFS EN-1992-1-1 mukaan [19]

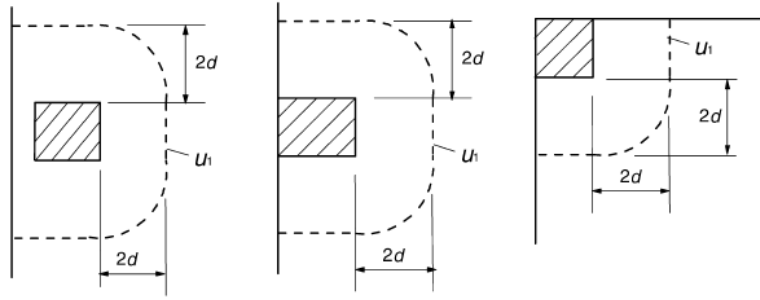
Läivistyskestävyys tarkistetaan pilarin reunan ja tarkistuspiirin  $u_I$  kohdalla. Jos tarvitaan leikkausraudoitusta, etsitään tarkistuspiiri  $u_{out,ef}$ , jonka kohdalla leikkausraudoitusta ei enää tarvita. Perustarkistuspiiri  $u_I$  sijainti voidaan normaalisti valita siten, että se on etäisyydellä  $2,0d$  kuormitetun alan reunasta ja pituudeltaan mahdollisimman lyhyt.

Kuvassa 5 on esitetty erilaisia tarkistuspiirejä riippuen kuormituksen reunan muodoista. kuin tarkistuspiiri, joka sijaitsee etäisyydellä  $2,0d$  kuormitetun alan reunasta.



**Kuva 5.** Lävistysmitoituksen perustarkistuspiirejä erimallisten pilareiden ympärillä [19]

Jos kuormituspinta-ala sijaitsee reunan tai nurkan läheisyydessä, tarkistuspiiri valitaan kuvan 6 perusteella, mutta tällöin tarkistuspiirin on oltava kuitenkin pienempi.



**Kuva 6.** Laatan reunalla, nurkassa tai niiden läheisyydessä olevien tukien lävistysmitoituksen perustarkistuspiirejä [19]

Sienipaksunnoksilla varustetuilla laattoilla riittää lävistysjännityksen tarkistaminen vain paksunnoksen ulkopuolella olevassa tarkistuspoikkileikkauksessa kuvan 7 mukaisesti, kun sienipaksunnoksen ulottuma pilarin reunasta on  $l_H < 2,0h_H$ . Suorakaidepilarissa, jossa on suorakaiteen muotoinen paksunnos ja kokonaismitat ovat  $l_1$  ja  $l_2$ , voidaan tarkistuspoikkileikkauksen etäisyytenä  $r_{cont}$  käyttää pienempää kaavojen (2.28) ja (2.29) antamista arvoista

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 \cdot l_2} \quad (2.28)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1, \text{ kun } l_1 \leq l_2 \quad (2.29)$$

missä  $l_1 = c_1 + 2l_{H1}$  ja  $l_2 = c_2 + 2l_{H2}$ , kun

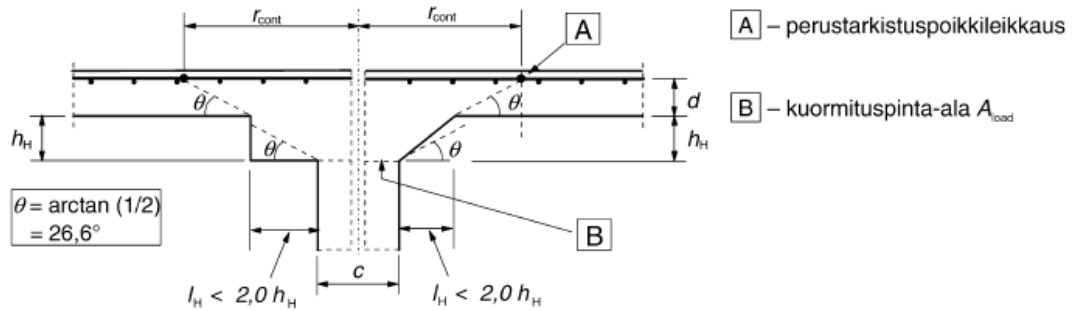
$l_H$  on etäisyys pilarin pinnalta paksunnoksen reunaan

$c$  on pilarin halkaisija

Pyöreässä pilarissa tarkistuspoikkileikkauksen etäisyytenä käytetään

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c, \quad (2.30)$$

jota voidaan myös käyttää neliöpilarin tarkistuspiirin laskemiseen sillä tulokset tulevat olemaan varmemmalla puolella kuin kaavaa (2.28) tai (2.29) käyttäessä, koska tarkistuspiirin etäisyys ja piiri on pienempi.



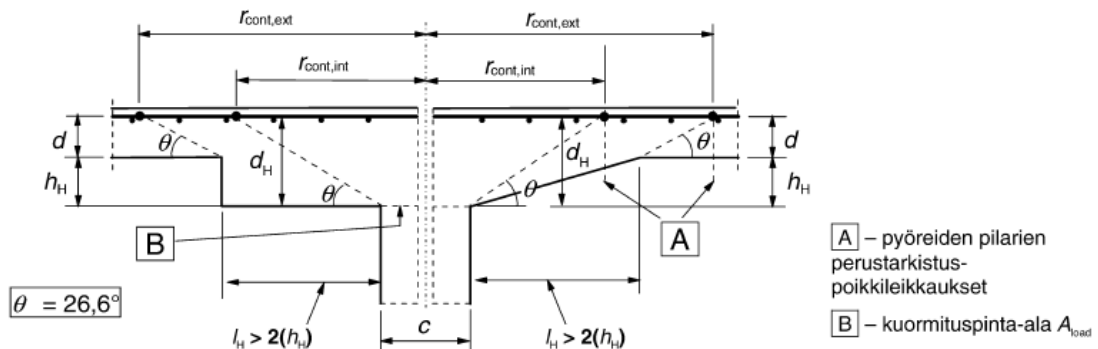
**Kuva 7.** Laatta ja sienipaksunnos, kun  $l_H < 2,0 h_H$  [19]

Laatoissa, joissa sienipaksunnoksen ulottuma pilarin reunasta on  $l_H \geq 2,0 h_H$ , leikkausjännitys tarkistetaan sekä paksunnoksen että laatan kohdalla kuvan 8 mukaisesti. Paksunnoksen kohdalla voidaan huomioida paksunnoksen paksuus laskettaessa laatan tehollista korkeutta. Kuvassa 8 on esitetty lävistyspiirin ja tehollisen korkeuden muodostuminen paksunnosta käytettäessä.

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c \quad (2.31)$$

$$r_{cont} = 2(d + l_H) + 0,5c \quad (2.32)$$

SFS-EN 1992-1-1 standardissa esitetyt kaavat on esitetty vain pyöreille pilareille soveltuviksi, mutta neliöpilareille kaavoja voidaan myös käyttää, sillä tarkistuspiirin etäisyys ja piiri on pienempi kuin neliöpilareille kaavojen (2.28) ja (2.29) perusteella.



**Kuva 8.** Laatta ja sienipaksunnos, kun  $l_H \geq 2,0 h_H$  [19]

Leikkausjännityksen mitoitusjännityksen laskentaa varten määritellään seuraavat tarkistuspoikkileikkausten kohdalla vaikuttavien leikkausjännitysten mitoitusarvot (MPa):

$v_{Rd,c}$  on lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo

$v_{Rd,cs}$  on lävistysraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo



$v_{Rd,max}$  on lävistysraudoitetun laatan maksimi lävistyskestävyyden mitoitusarvo

Pilarin tai kuormituspinta-alan piirillä ei ylitetä suurinta lävistyskestävyyttä eikä lävistysraudoitusta tarvita, kun

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (2.33)$$

Kun tukireaktio on epäkeskinen tarkistuspiiriin nähden, käytetään suurimman leikkausjännityksen arvona lauseketta

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{ud}, \quad (2.34)$$

missä

$d$  on laatan keskimääräinen tehollinen paksuus

$u$  on tarkasteltavan tarkistuspiirin pituus

$\beta$  lasketaan kaavasta

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1}$$

missä

$u$  on perustarkistuspiirin pituus

$k$  on kerroin, joka riippuu pilarin mittojen  $c_1$  ja  $c_2$  suhteesta: sen arvo riippuu muuttuvan leikkausjännityksen kattaman pilarin momentin sekä taivutuksen ja väännön suhteista (Taulukko 6)

$W_1$  vastaa leikkausjännityksen jakautumista kuvassa 9 esitetyn mukaisesti ja riippuu perustarkistuspiiristä  $u_1$

Suorakaidepilarin leikkausjännityksen jakautumiselle on esitetty kaava

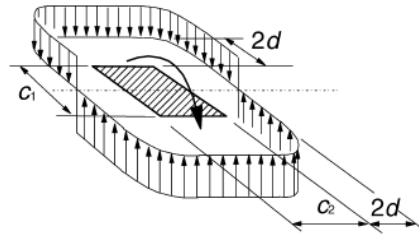
$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (2.35)$$

$c_1$  on kuorman epäkeskisyyden suuntainen pilarin mitta

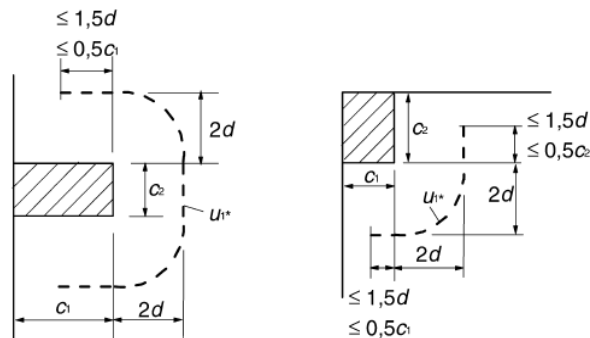
$c_2$  on kuorman epäkeskisyyttä vastaan kohtisuora pilarin mitta

**Taulukko 6.** Kertoimen  $k$  arvot suorakaiteen muotoisille kuormituspinta-aloille [19]

$c_1/c_2$	$\leq 0,5$	1	2	$\geq 3,0$
$k$	0,45	0,6	0,7	0,8

**Kuva 9:** Pilarin pään momentin aiheuttaman leikkausjännityksen jakautumaa laatan ja sisäpilarin liitoksessa [19]

Reunapilareissa, joissa epäkeskisyys laatan reunaa vastaan kohtisuoraan on sisäänpäin ja joissa ei ole reunan suuntaista epäkeskisyyttä, voidaan lävistysvoimaa pitää tasan jakautuneen pitkin kuvan 10 mukaista tarkistuspiiriä  $u_{1*}$ .

**Kuva 10.** Leikkausmitoituksen tarkistuspiirin mitat nurkka- ja reunapilarilla [19]

Kun kuorma vaikuttaa epäkeskisesti kummankin toisiaan vastaan kohtisuoran suunnan suhteen, voidaan kerroin  $\beta$  määrittää seuraavaa kaavaa käyttäen

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \frac{u_1}{W_1}, \quad (2.36)$$

missä

$u$  on perustarkistuspiirin pituus

$u_{1*}$  on pienennetty perustarkistuspiirin pituus kuvan 10 mukaan

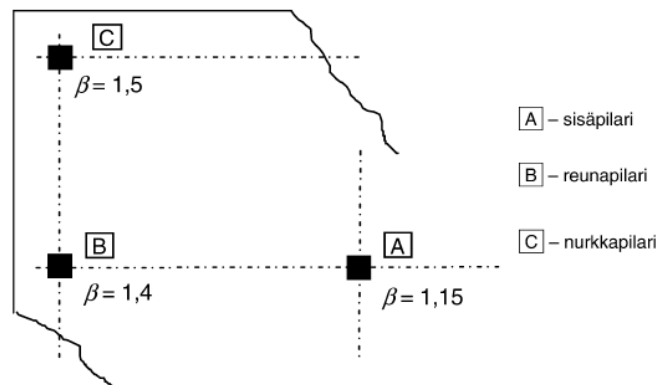
$k$  on kerroin, joka riippuu pilarin mittojen  $c_1$  ja  $c_2$  suhteesta: sen arvo riippuu muuttuvan leikkausjännityksen kattaman pilarin momentin sekä taivutuksen ja väännön suhteista

$W_1$  vastaa leikkausjännityksen jakautumista kuvassa 9 esitetyn mukaisesti ja riippuu perustarkistuspiiristä  $u_1$

Kuvan 9 mukaisessa suorakaiteen muotoisessa reunapilarissa

$$W_1 = \frac{c_1^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2, \quad (2.37)$$

ja nurkkapilareissa voidaan käyttää samaa kaavaa muuttamalla pienennetyn tarkistuspiirin mitta kuvan 10 mukaisesti. Kuitenkin rakenteissa, joiden poikittainen stabiilius ei riipu laattojen ja pilareiden välisestä kehävaikutuksesta ja joissa toisiinsa liittyvien jänteiden pituus ei eroa toisistaan enempää kuin 25%, voidaan kertoimelle  $\beta$  käyttää likimääräisiä arvoja kuvan 11 mukaisesti.



**Kuva 11.** Kertoimen  $\beta$  likimääräisarvot tuen sijainnin mukaan [19]

### 2.5.1 Lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys

Laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo perustarkistuspoikkileikkaukselle on

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}), \quad (2.38)$$

missä

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}, \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1 mukainen suositusarvo})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad , \text{ kun paksuuden } d \text{ yksikkö on mm}$$

$$k = 0,1 \quad (\text{SFS-EN 1992-1-1 mukainen suositusarvo})$$

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2}$$

$\sigma_y$  ja  $\sigma_z$  ovat betonin y- ja z-akselien suuntaiset normaalijännitykset kriittisessä poikkileikkauksessa. Normaalijännitykset muodostuvat siis laatan tason suuntaisista voimista, kuten ulkoisista tuulikuormista tai jännevoimista.

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_y \cdot \rho_z} \leq 0,02 \quad (2.39)$$

$\rho_y$  ja  $\rho_z$  ovat y- ja z-suuntaisten vetorautoituksien suhteelliset teräsmäärät kuormituspoikkileikkauksessa, jossa poikkileikkauksen leveytenä voidaan pitää

$$b_{i,eff} = c_i + 6d \quad (2.40)$$

missä  $c_i$  on pilarin sivumitta y- tai z-suuntaisen raudoituksen suuntaisesti.

Suhteellinen teräsmäärä  $\rho_i$ , joko y- tai z-suuntaisesti, on

$$\rho_i = \frac{A_{s,i}}{h \cdot b_{i,eff}} \quad (2.41)$$

## 2.5.2 Lävistysraudoitetun laatan lävistyskestävyys

Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyyden mitoitusarvo perustarkistuspoikkileikkaukselle on

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{ud} \right) \sin \alpha \leq v_{Rd,max} \quad (2.42)$$

missä

$A_{sw}$  on pilaria ympäröivän yksittäisen leikkausraudoituskehän teräsala [ $\text{mm}^2$ ]

$s_r$  on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli [mm]

$f_{ywd,ef}$  on lävistymisraudoituksen tehollinen mitoituslujuus kaavasta

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$$

$\alpha$  on leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma

Jos käytetään lävistysraudoitteena samalla tasalla alaspäin taivutettuja tankoja, voidaan kaavan suhteelle  $d/s_r$  antaa arvo 0,67. Tällöin kaava supistuu muotoon

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + A_{sw}f_{ywd,ef} \left( \frac{1}{ud} \right) \sin \alpha \quad (2.43)$$

Leikkausjännitys tarkistuspiirillä voidaan muuttaa muotoon lävistysvoimaksi, kun tunnetaan

$$v_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{ud} \quad (2.44)$$

Saadaan kaava (2.43) johdettua lävistysvoimakestävyydeksi

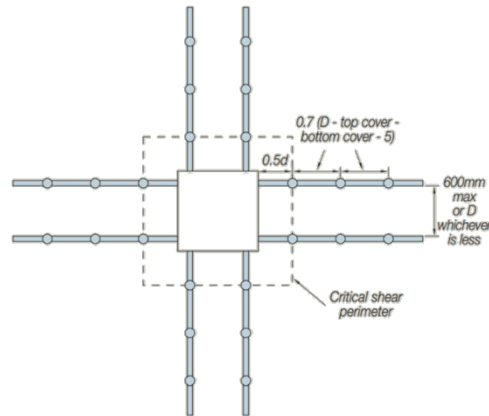
$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + A_{sw}f_{ywd,ef} \sin \alpha \quad (2.45)$$

Silloin, kun lävistymisleikkausraudoitusta tarvitaan, se sijoitetaan kuormitetun alueen ja sellaisen piirin välille, joka on pilariin päin enintään etäisyydellä  $kd$  tarkistuspiiristä, jonka kohdalla leikkausraudoitusta ei enää tarvita. Kyseisen tarkistuspiirin pituus määritetään kaavalla

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}, \quad (2.46)$$

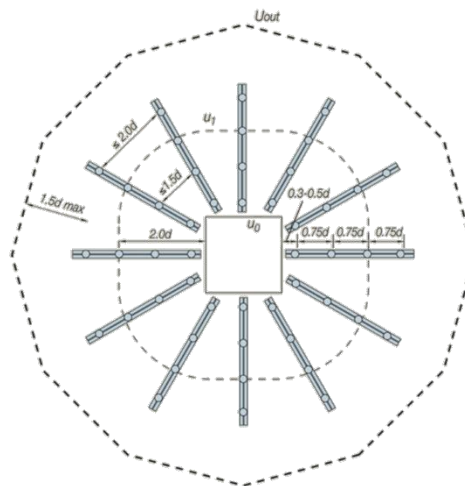
jossa siis  $v_{Rd,c}$  on leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys.

Lävistysraudoitus sijoitetaan vähintään kahteen leikepiiriin. Leikepiirien jako saa olla enintään  $0,75d$  ja ensimmäisen leikepiirin etäisyys pilarin reunasta enintään  $0,5d$  kuvan 12 mukaisesti.  $k$  arvon suositusarvo on SFS-EN 1992-1-1 mukaan  $1,5d$ . Tällöin kahdella leikepiirillä uloimman tarkistuspiirin etäisyys pilarin reunasta on enintään  $2,75d$ .



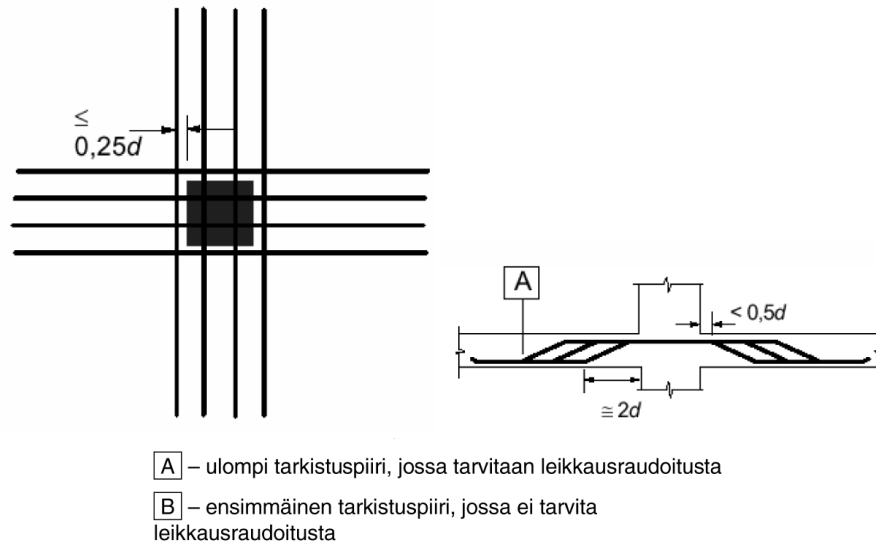
**Kuva 12.** Leikkausraudoituksen sijoittaminen leikepiireihin [20]

Kun hakateräkset asetetaan sektoreittain kuvan 13 mukaisesti, hakaterästen jako saa olla enintään  $1,5d$  ensimmäisessä tarkistuspiirissä, kun tarkistuspiirin etäisyys pilarin reunasta on  $2d$ , ja enintään  $2d$  ensimmäisen tarkistuspiirin ulkopuolisissa piireissä silloin, kun kyseisen piirin osan oletetaan lisäävän leikkauskestävyyttä.



**Kuva 13.** Leikkausraudoituksen sijoittaminen sektoreittain [20]

Ylös taivutettujen tankojen tapauksessa yhtä leikepiiriä voidaan pitää riittävänä, kun leikepiirin tankojen etäisyys pilarin reunasta on vähintään  $0,3$ , mutta enintään  $0,5d$ , ja tangot ulottuvat taivutettuina noin  $2,25d$  etäisyydelle. Tällöin taivutettujen tankojen kaltevuus on vähintään  $30^\circ$  ja uloimman tarkistuspiirin etäisyys on vähintään  $2,5d$  pilarin reunasta. Kun tankojen leikepiiri sijaitsee etäisyydellä  $0,5d$  pilarin reunasta, uloimman tarkistuspiirin etäisyys on  $2,75d$ , joka on sama kuin pystysuorilla haoilla, jotka sijaitsevat kahdella leikepiirillä. Kuvan 14 mukaan on reunimmainen haka saa olla enintään  $0,25d$  etäisyydellä pilarin reunasta



**Kuva 14.** Ylöstaivutettujen lävistysraudoitteiden sijoittaminen [19]

Leikkausraudoituksen hakateräsleikkeen vähimmäisala  $A_{sw,min}$  saadaan kaavalla

$$A_{sw,min} = 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \frac{s_r s_t}{1,5 \sin \alpha + \cos \alpha}, \quad (2.47)$$

missä

$s_r$  on leikkausraudoituskehien säteittäinen väli [mm]

$s_t$  on leikkaushakojen kehän suuntainen jakoväli [mm]

$\alpha$  on leikkausraudoituksen ja laatan tason välinen kulma

### 2.5.3 Lävistysmitoitus rakennusmääräyskokoelman B4 mukaan

Leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys, kun betonin lujuus on korkeintaan lujuusluokkaa C50/60, saadaan

$$V_c = k\beta(1 + 50\rho)f_{ctd} \cdot ud, \quad (2.48)$$

missä

$$k = 1,6 - d \geq 1,0$$

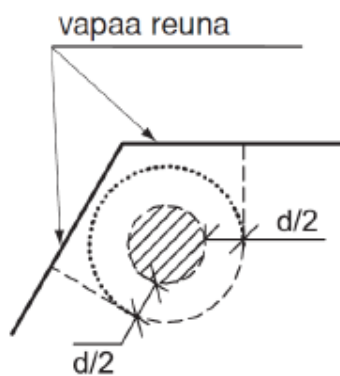
$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 8 \text{ ‰}$$

$$\beta = \frac{0,4}{1 + \frac{1,5e}{\sqrt{A_u}}}$$

$e$  on lävistysvoiman epäkeskisyys leikkautuvan alueen painopisteestä

$A_u$  on tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  olevan leikkauksen rajoittama ala

Lävistyspiiri on tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  sijaitseva piiri. Jos tuki tai kuormitus sijaitsee laatan reunan läheisyydessä, lävistyspiiri saadaan määritettyä huomioimalla reunan puoleiset osat kuvan 15 periaatteella.



**Kuva 15.** Lävistyspiirin mitta reunan läheisyydessä [23]

Jos laatan lävistyskestävyys ei ole riittävä, voidaan laattaa vahventaa paksuntamalla laattaa tuen läheisyydessä tai lisäämällä leikkausraudoitusta leikkauskestävyyden parantamiseksi. Leikkausraudoitetun laatan lävistyskestävyys on

$$V_u = 0,25V_c + V_s \leq 2V_c, \quad (2.49)$$

Jossa yhden haan vaikutus otetaan huomioon kaavalla

$$V_s = A_{sv} f_{yd} \sin \alpha \quad (2.50)$$

missä

$f_{yd}$  on korkeintaan 300 MPa

$\alpha$  on raudoituksen ja laatan tason välinen kulman, joka on vähintään  $30^\circ$

Leikkausraudoitukseen  $A_{sv}$  saa laskea ainoastaan tuen reunasta etäisyydellä  $1,5d$  sijaitsevan raudoituksen



## 2.6 Teräsbetonirakenteiden käyttörajatilamitoitus standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan

Tässä luvussa käsitellään yleisiä eurokoodi standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisia käyttörajatiloja, joita ovat:

- Jännitysten rajoittaminen
- Halkeamaleveyden rajoittaminen
- Taipumien rajoittaminen

Jännityksiä ja taipumia laskettaessa poikkileikkaukset oletetaan halkeamattomiksi. Tällöin taivutusta vastaava vetojännitys on enintään arvon  $f_{ctm}$  suuruinen, jos vähimmäisve-torautoituksen mitoitus on perustunut samaan arvoon. [19]

### 2.6.1 Jännityksien rajoittaminen

Jos raudoituksen vetojännitys kuormien ominaisyhdistelmällä on enintään arvon  $0,6f_{yk}$  suuruinen, halkeilua ei tarvitse erikseen tarkastella. Pakkomuodonmuutoksista ja pakko-voimista aiheutuva vetojännitys saa olla enintään  $0,8f_{yk}$  suuruinen. [19]

### 2.6.2 Halkeilun rajoittaminen

Halkeilu tulee rajoittaa siten, ettei se huononna rakenteen asianmukaista toimintaa, säilyvyyttä tai vaikuta ulkonäköön tavalla, joka ei ole hyväksyttävä. Teräsbetonirakenteissa syntyy normaalisti halkeilua välittömän kuormituksen, pakkosiirtymän, pakkomuodonmuutoksen tai viimeksi mainittujen estymisen aiheuttaman taivutuksen, leikkauksen, väännön tai vedon seurauksena. Halkeamien muodostuminen voidaan sallia pyrkimättä rajoittamaan niiden leveyttä, mikäli ne eivät haittaa rakenteen toimintaa. Laskennallisen halkeamaleveyden  $w_k$  raja-arvo  $w_{max}$  määritetään ottamalla huomioon rakenteen aiottu toimita. Taulukossa 7 on esitetty standardin SFS-EN 1992-1 mukaiset halkeamaleveyden raja-arvot.

**Taulukko 7: Halkeamaleveyden raja-arvot rasitusluokittain [EC]**

Rasitus-luokka	Teräsbetonirakenteet ja tartunnattomat ankkurijännerakenteet	Tartuntajännerakenteet ja injektoidut ankkurijännerakenteet
	Pitkäaikainen kuormayhdistelmä	Tavallinen kuormayhdistelmä
X0, XC1	0,4 <sup>1</sup>	0,2
XC2, XC3, XC4 XD1, XS1	0,3	0,2 <sup>2</sup>
XD2, XD3 XS2, XS3,	0,2	Vetojännityksetön tila
HUOM. 1 Rasitusluokkien X0 ja XC1 yhteydessä halkeamaleveydellä ei ole vaikutusta säilyvyyteen, ja tämä raja on asetettu kelvollisen ulkonäön takaamiseksi. Jos ulkonäköehtoja ei aseteta, tätä rajaa voidaan väljentää. HUOM. 2 Näiden rasitusluokkien yhteydessä tarkistetaan myös, ettei vetojännitystä esiinny kuormien pitkäaikaisen yhdistelmän vallitessa.		

Jos rakenteelle ei aseteta erityisiä vaatimuksia esimerkiksi vedenpitävyydelle, katsotaan, että laskennallisen halkeamaleveyden rajoittaminen raja-arvoihin kuormien pitkäaikaisyhdistelmän vallitessa on yleensä teräsbetonirakenteissa riittävä niiden ulkonäön ja säilyvyyden kannalta. [19]

Standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen halkemaleveys lasketaan kaavalla

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (2.51)$$

missä

$s_{r,\max}$  on suurin halkeamaväli

$\varepsilon_{sm}$  on keskimääräinen raudoituksessa vaikuttava venymä kyseisen kuormitusyhdistelmän vallitessa, mukaan luettuna pakkomuodonmuutosten vaikutus ja ottamalla huomioon betonin vetojäykistysvaikutukset

$\varepsilon_{cm}$  on keskimääräinen betonin venymä halkeamien välillä

Kaavassa (2.51)  $s_{r,\max}$  lasketaan kaavalla

$$s_{r,\max} = 3,4c + \frac{k_1 k_2 \cdot 0,425 \phi_{eq}}{\rho_{p,eff}}, \quad (2.52)$$

missä

$\phi_{eq}$  on poikkileikkauksessa käytettävien halkaisijaltaan erilaisten tankojen käytettävä ekvivalentti halkaisija, joka lasketaan kaavalla

$$\phi_{eq} = \frac{\sum n_i \phi_i^2}{\sum n_i \phi_i},$$

jossa  $n_i$  on käytettävän tangon lukumäärä ja tangon halkaisija on  $\phi_i$ .

$c$  on vetoraidoituksen betonipeite

$k_1$  on tankojen tartuntaominaisuuden huomioiva kerroin  
 $= 0,8$  , betoniteräkselle (esim. A500HW tai B500B)

$k_2$  on venymäjakauman huomioiva kerroin  
 $= 0,5$  taivutukselle  
 $= 1,0$  pelkälle vedolle

Kaavassa (2.51)  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$  lasketaan kaavalla

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \left( 1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff} \right)}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2.53)$$

$\sigma_s$  on vetoraidoituksessa vaikuttava jännitys, kun poikkileikkauksen oletetaan halkeilleen

$f_{ctm}$  on vetojännityksen alaisen betonialueen  $A_{c,eff}$  vetolujuus

$E_{cm}$  on betonin kimmokerroin

$\rho_{p,eff}$  on suhteellinen rauditusmäärä vetojännityksen alaisella betonialueella

$$= A_s / A_{c,eff}$$

$A_s$  on halkeilua rajoittavan raudituksen määrä

$A_{c,eff}$  on betoniteräksiä ympäröivän vetojännityksen alaisen betonialueen tehollisen pinta-ala, kun alueen korkeus on  $h_{c,eff}$ .

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h-d); \frac{h-x}{3}; \frac{h}{2} \right\}$$

$k_t$  on kuorman vaikutusajan kerroin

= 0,6 lyhytaikaisille kuormitusyhdistelmille

= 0,4 pitkäaikaisille kuormitusyhdistelmille

### 2.6.3 Taipuman rajoittaminen

Rakenneosan tai rakenteen siirtymätila ei saa olla sellainen, että se haittaa rakenneosan tai rakenteen käyttötarkoituksen mukaista toimintaa tai ulkonäköä. Tapauskohdaiset taipumien raja-arvot asetetaan erikseen, jolloin otetaan huomioon esimerkiksi rakenteen, sen pinnoitteiden, väliseinien tai kiinnikkeiden luonne. Tällöin huomioidaan, etteivät rakenteeseen liittyvät rakenteet pääse vaurioitumaan taipumien vaikutuksesta. Yleisesti on kuitenkin määritetty, että rakenteen ulkonäköä tai yleistä käyttökelpoisuutta voi huonontaa, kun palkin, laatan tai ulokkeen laskettu taipuma pitkäaikaiskuormien vallitessa on jännemitan 250. osa, jossa taipuma määritetään tukien suhteen. Esikorotusta voidaan käyttää taipuman kompensoimiseen, mutta esikorotus saa yleensä olla enintään taipuman raja-arvon suuruinen. [19]

Todelliset taipumat voivat erota laskennallisista arvoista erityisesti, jos vaikuttavien momenttien arvot ovat lähes halkeamiskestävyys suuruisia. Erot riippuvat esimerkiksi materiaaliominaisuuksien hajonnasta, ympäristöolosuhteista, kuormituksen aikariippuvuudesta tai tuen kiinnitysasteesta riippuen syntyvistä voimasuureista. [19]

Rakenneosat, joissa oletetaan tapahtuvan halkeilua, ovat jäykkyydeltään halkeilemattoman ja täysin halkeilleen tilan välillä, ja pääasiassa taivutetuissa rakenneosissa riittävän tarkan toimintatavan ennuste saadaan kaavalla

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \alpha_I \quad (2.54)$$

missä

$\alpha$  on tarkasteltava muodonmuutosparametri (esim. taipuman  $\alpha = w$ )

$\alpha_I$  on parametrin arvo halkeilemattoman tilaan mukaan laskettuna

$\alpha_{II}$  on parametrin arvo täysin halkeilleen tilan mukaan laskettuna

$\xi$  on jakautumakerroin

$$\xi = 1 - \beta \left( \frac{M_{cr}}{M} \right)^2$$

$\beta$  on kuormituksen keston tai toistuvuuden huomioiva kerroin

= 1,0 yksittäiselle lyhytaikaiselle kuormitukselle

= 0,5 pitkäaikaiselle kuormille tai monesta jaksosta muodostuvalle toistuvalla kuormitukselle

$M_{cr}$  on ensimmäisen halkeaman muodostumishetkellä vallitseva taivutusmomentti

Kuorman aiheuttamat siirtymät ja muodonmuutokset voidaan määrittää käyttämällä betonin vetolujuutta ja tehollista kimmokerrointa. Jos kuormat ovat vaikutusajaltaan virumista aiheuttavia, voidaan virumisen käsittävä kokonaismuodonmuutos laskea käyttämällä betonille kaavan (2.55) mukaista tehollista kimmokerrointa  $E_{c,eff}$ , kun huomioidaan tarkastelu hetkeen  $t$  liittyvä virumisluku  $\varphi$ .

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (2.55)$$

## 3. TERÄSKUITUBETONI

### 3.1 Materiaaliominaisuudet

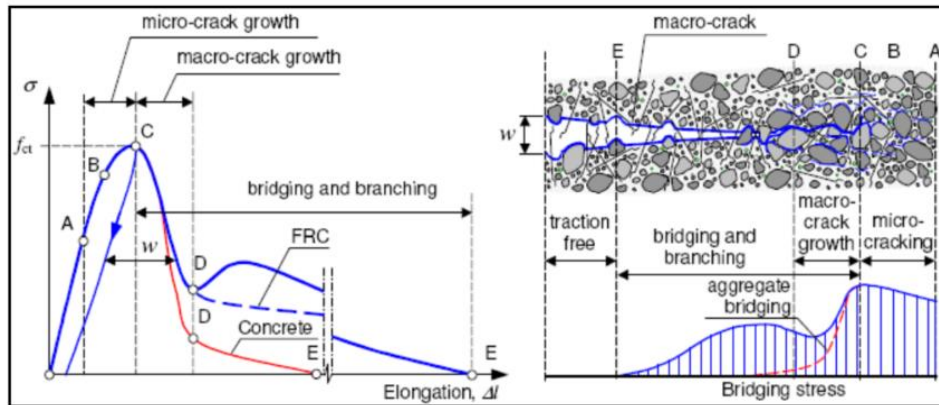
#### 3.1.1 Teräskuidun materiaaliominaisuudet

Teräskuidut ovat yleensä noin 35...100mm pitkiä ja 0,5mm...1,5mm ohuita korkealujuusteräksestä valmistettuja teräslankoja. Teräskuituja löytyy markkinoilta eri tavoin muotoiltuina tai jopa suorina, mutta yleensä kuitenkin käytetään muotoiltuja teräskuituja, koska muotilulla saadaan parannettua mekaanista ankkurointikykyä betoniin. Teräskuidut sekoitetaan yleensä työmaalla betonimassaan. Betonirakenteissa voidaan ainoastaan käyttää CE-merkittyjä teräskuituja. Kuiduille on asetettu vaatimukset ja toleranssit standardissa SFS EN 14889-1. [21]

Teräskuitujen tehtävänä on kasvattaa betonin sitkeyttä lisäämällä vetolujuutta halkeamisen jälkeen, jolloin betonirakenne ei pääse murtumaan äkillisesti heti ensimmäisen halkeaman avauduttua. [21] Betonirakenteessa teräskuiduilla ei ole olennaista vaikutusta missään vaiheessa betonin puristuslujuuteen, Poissonin lukuun, kimmomoduuliin tai huokoisuuteen. [26] Teräskuitujen avulla betonirakenteen suojausta ympäristörasituksia vastaan saadaan parannettua, koska halkeamaleveyttä ja syvyyttä saadaan pienennettyä. [12]

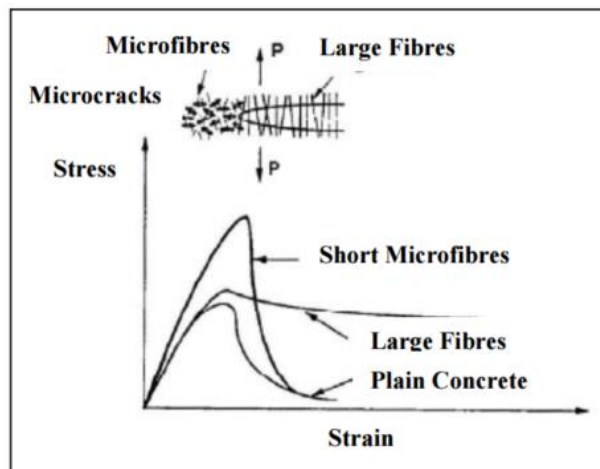
Kun kuormitus on pieni, teräskuitubetonipoikkileikkaus pysyy halkeilemattomana ja toimii kuin täysin betoninen poikkileikkaus. Poikkileikkaus sisältää sen sijaan mikrohalkeilua johtuen esimerkiksi kutistumista ja lämpötilamuutoksista. Mikrohalkeilu kasvaa kuormituksen kasvaessa. Kuormituksen kasvaessa betonissa oleva sementin ja kiviaineksen toisissaan pitävä lujuus ei ole enää riittävä ja syntyy niin kutsuttua makrohalkeilua. Tällöin poikkileikkauksen halkeama leveys kasvaa merkittävästi ja vetolujuus laskee.

Muodonmuutoksen kasvaessa riittäväksi alkavat teräskuidut vastaanottamaan vetokuormitusta ja sitoo halkeamapintoja toisiinsa. Teräskuitujen sitoessa halkeamia toisiinsa teräskuiturakenteen lujuus kasvaa, kunnes teräskuidut alkavat venymään teräskuidun myötäessä tai ankkuroinnin pettäessä, jolloin halkeamien leveys kasvaa. Kuvassa 16 on esitetty halkeamaleveyden syntyminen ja teräskuitujen vaikutus halkeaman kasvaessa.



**Kuva 16.** Jännitys-venymä – kuvaaja teräskuitubetonissa [10]

Teräskuitujen lujuus on yleensä noin 1200 MPa, mikä tarkoittaa, että se on jopa 3-kertainen verrattuna normaaliin raudoitustankoon. Teräskuidut siis ovat hyvin sitkeitä itsessään, joten siksi ankkuroinnin pettäminen on yleisempi murtumistapa. Ankkuroinnin pettäessä teräskuidun ja ympäröivän betonin välillä ankkuroituminen toisiinsa katoaa. Ankkurointia voidaan parantaa ankkurointipituutta kasvattamalla tai muotoilemalla teräskuidut. Kuvassa 17 on esitetty lyhyiden ja pitkien teräskuitujen jännitys-venymäkuvaajat, joista pitkien teräskuitujen parempi ankkurointipituus voidaan havaita. [25]



**Kuva 17.** Teräskuidun pituuden vaikutus jännitys-venymä-kuvaajan [1]

### 3.1.2 Lujuus ja osavarmuudet

SFS-EN 1992-1-1 Saksalaisessa kansallisessa liitteessä on esitetty osavarmuuskertoimet teräskuitubetonin lujuuden määrittämistä varten (Taulukko 8).

**Taulukko 8:** Teräskuitubetonin osavarmuuseroin *DafStb:n* mukaan

<b>Mitoitustilanteet</b>	<b>Teräskuitubetonin osavarmuuseroin raudoitetulle tai raudoittamattomalle poikkileikkaukselle</b>
Normaalitilanne	1,25
Onnettomuus	

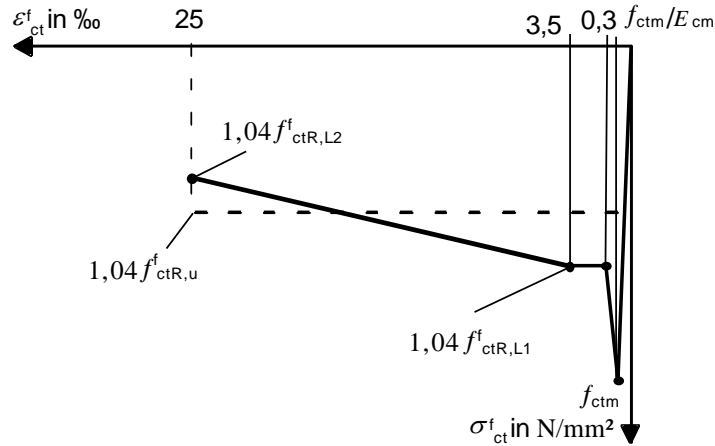
SFS-EN 1992-1-1 Saksalaisen liitteen mukaan teräskuitubetoni jaetaan suorituskyyky-luokkiin L1 ja L2. Suorituskyykyluokitus perustuu muodonmuutoksiin. Suorituskyyky-luokassa L1 halkeamaleveys rajoitetaan arvoon 0,5mm ja luokassa L2 arvoon 3,5mm. L1 luokka vastaa käyttörajatilanmukaista halkeamaleveyden arvoa ja L2 suorituskyykyluokka murtorajatilan mukaista arvoa, kun halkeamaleveydet määritetään taivutusrasitetuille poikkileikkauksille. Tässä työssä ei kuitenkaan esitetä, kuinka suorituskyykyluokkien mukaiset teräskuitubetonin lujuudet määritetään, vaan keskitytään valmistajan ilmoittamiin lujuuksiin, jotka on määritetty standardin mukaisin palkkikokein. Kuidun valmistajan tulee CE merkin mukaisesti määrittää **minimikuitumäärä**, jolla saavutetaan taivutetun poikkileikkauksen halkeaman jälkeinen lujuus eli jäännösvetolujuus 1,5MPa 0,5mm levyisessä halkeamassa ja jäännösvetolujuus 1,0MPa 3,5mm levyisessä halkeamassa. [21] Minimikuitumäärä jää yleensä teräskuidulla hyvin pieneksi ja kantavissa rakenteissa jäännösvetolujuutta vaaditaan yleensä enemmän, jolloin kuitumäärää joudutaan kasvattamaan. Kuitumäärän kasvaessa jäännösvetolujuuden arvot paranevat mitatuissa halkeamissa, joten tunnetulle kuitumäärälle voidaan ilmoittaa 0,5mm ja 3,5mm mukaiset halkeamaleveyden jäännösvetolujuuden arvot, joita voidaan hyödyntää laskennassa. Tämä voidaan RILEM:in mukaisessa ohjeistuksessa esittää muodossa

### **C30/37 FL 2.0/1.5,**

jossa 2.0 vastaa halkeamaleveyden 0,5mm mukaista jäännösvetolujuuden pyöristettyä arvoa ja 1.5 halkeamaleveyden 3,5mm mukaista jäännösvetolujuuden pyöristettyä arvoa, kun käytetään C30/37 betoninlujuutta. Tätä merkintää ei tule sekoittaa saksalaisessa liitteessä esitettyyn suorituskyykyluokkien mukaiseen merkintään. [21]

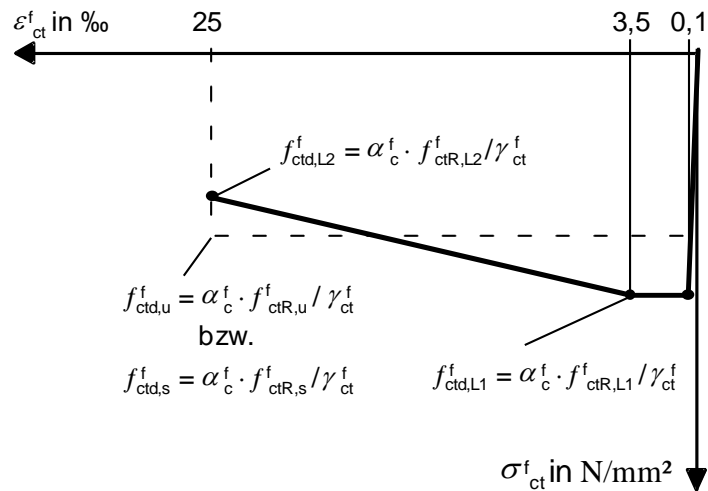
SFS-EN 1992-1-1 Saksalaisen liitteen mukaan kuvan 18 mukaista jännitys-venymäkuvaajaa voidaan käyttää epälineaarista menetelmää käytettäessä ja muodonmuutoksia laskettaessa. Tällöin jännitys-venymäkuvaajassa kasvaa suurimmillaan lineaarisesti betonin vetolujuuden arvoon  $f_{ctm}$ , joka voidaan huomioida laskelmissa. Tämän vuoksi voidaan arvioida tarkkojakin muodonmuutoksia poikkileikkauksessa. Betonin vetolujuuden arvo voidaan jättää kuitenkin huomioimatta, kun arvioidaan muodonmuutoksia. Tällöin tulokset eivät ole yhtä tarkkoja, mutta laskelmat tulevat olemaan niin sanotusti varmemmalla puolella, jolloin muodonmuutokset muodostuvat laskelmissa liioitelluiksi. [3] [14]





**Kuva 18.** Teräskuitubetonin jännitys-venymä –kuvaaja muodonmuutoksien laskentaan [3]

Poikkileikkausta mitoittaessa murtorajatilassa voidaan käyttää kuvan 19 mukaista katkoviivalla merkittyä yksinkertaista suorakaiteen muotoista jännitys-venymäjakausta tai tarkempaa ehyellä viivalla merkittyä jännitys-venymäkuvaajaa. Kuvissa 18 ja 19 esiintyvät suorituskyluokkien L1 ja L2 mukaisia vetolujuuden arvoja, mutta ne voidaan jättää huomioimatta ja käyttää katkoviivalla esitettyjä suorakaiteenmuotoisia jakaumia. [3] [14]



**Kuva 19.** Teräskuitubetonin jännitys-venymä –kuvaaja poikkileikkauksen mitoituseseen murtorajatilassa [3]

Suorakaiteen muotoisen jakauman avulla saadaan yksinkertaisesti muodostettua teräskuitubetonille vetolujuuden mitoitusarvo

$$f_{ctd,u}^f = 0,85 \frac{f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (3.1)$$

### 3.1.3 Säilyvyys

Teräskuitujen korroosiota eli ruostumista voi tapahtua, mutta se ei ole vakava ongelma. Teräskuidut betonipinnan läheisyydessä altistuvat ruostumiselle ja voivat aiheuttaa sen myötä ruostetahrautumista pinnassa, mutta ruostumisella ei ole merkitystä kestävyYTEEN. Siksi teräskuitubetonille ei ole määritetty erillistä betonipeitteen nimellisarvoa, vaan nimellisarvot pätevät ainoastaan raudoitettuihin rakenteisiin. [19]

Lähteessä [6] on esitetty, että koekappaleiden, jotka olivat vuoden ajan alistettuna suolaisille merivesiolosuhteille, lujuus oli parantunut. Teräskuitujen pinta oli ruostumisen vuoksi muuttunut karkeaksi, jolloin niiden ulosveto-ominaisuus oli parantunut. Tulokista selviää, että ainoastaan teräskuidut ruostuvat, jota ovat betonipinnan läheisyydessä ja noin 2-3mm halkeamassa. Ruostuminen ei kuitenkaan aiheuta betonin rapautumista, koska kuitujen ruostuminen on suhteellisen vähäistä eikä suuria pakkovoimia pääse syntymään. [25]

## 3.2 Teräskuitubetonirakenteiden murtorajatilamitoitus

### 3.2.1 Taivutusmitoitus

Normaalisti raudoitetulla teräsbetonipoikkileikkauksella kuormitettuun palkki- tai laattarakenteeseen ilmestyvä ensimmäinen halkeama muodostuu yleensä alueelle, jossa taivutusmomentti on suurimmillaan ja leikkausvoima on pienimmillään. Kuormituksen kasvaessa halkeamat jakautuvat tasaisesti etäämmälle ensimmäisestä halkeamasta. Halkeamien muodostuessa rakenteen lineaarinen käyttäytyminen alkaa muodostumaan entistä enemmän epälinearisemmaksi. Kauempana ensimmäisestä halkeamasta, halkeamat eivät ole enää kuormituksen suuntaiset vaan halkeamat alkavat kaareutumaan taipuman ja leikkausvoiman kasvaessa. Halkeamat muodostuvat, kun vetoteräksien ympärillä olevan betonin vetokestävyys ylittyy taivutusvetorasituksen kasvaessa. Tällöin halkeamassa teräkset alkavat ottamaan taivutusvetorasituksia. Halkeaman vieressä betonin tehtävänä on ankkuroida vetoteräs rakenteeseen, jotta teräs pystyy ottamaan vetorasituksia. Teräksen ja betonin välillä ei saa päästä tapahtumaan liukumaa, joten betonin ja teräksen välillä on oltava riittävä tartunta. Riittävän tartunnan varmistamiseksi betonin täytyy mahdollistaa teräkselle riittävän tartuntapituuden. Normaaliaudoitetussa tilanteessa vetoteräket saavuttavat murtorajan ennen betonin murtokapasiteetin ylittymistä. Tällöin taivutettu rakenne on sitkeä ja muodonmuutokset näkyvät selvästi rakenteessa pidemmällä aikavälillä. [13] [25]

Teräskuidun merkittävin vaikutus rakenteessa on halkeamien muodostuminen huomattavasti tiheimmällä jaolla kuin normaalisti raudoitetussa taivutetussa rakenteessa. Halkeamat ovat erittäin pieniä mikrohalkeamia, joita on vaikeampi havaita kuin normaali-

raudoitetuissa rakenteissa. Teräskuidut ovat lyhyitä ja ohuita, ja ne eivät tarvitse ankkuroitumiseen niin suurta tartuntavoimaa kuin perinteiset teräket. Taivutetussa rakenteessa betonin vetokapasiteetin ylittyessä teräskuidut vastaanottavat välittömästi vetorasitukset usealle poikkileikkauksessa olevalle kuidulle, koska kuidut ovat teoreettisesti tasaisesti jakautuneet koko poikkileikkaukseen. Tällöin ensimmäisen halkeaman muodostumisessa vedetty teräskuitu sijaitsee aivan poikkileikkauksen vedetyllä reunalla. Normaaliaudoitettu teräsbetonirakenteessa teräs tarvitsee aina riittävän betonipeitteen, jolloin halkeama syntyy vetopintaan ja kasvaa teräkseen saakka ennen kuin teräs vastaanottaa veto-voimia.

Teräskuitujen avulla voidaan saavuttaa taivutetussa rakenteessa sitkeää murto, koska teräskuidut parantavat sekä halkeama ja muodonmuutos käyttäytymistä kuin myös murto-lujuutta. Teräskuitujen ongelmana on kuitenkin, ettei sitkeää murtoa aina saavuteta vaikka rakenne olisikin mitoitettu sitkeälle murrolle. Kun teräskuidut sekoitetaan betonin sekaan, on vaikea varmistua, että kuidut leviävät teoreettisen tasaisesti betonin sekään. Joihinkin alueisiin voi tulla oletettua enemmän teräskuitua, jolloin siinä oleva vetokestävyyskin on parempi. Tilanne voi olla myös päinvastoin, jolloin halkeama niin sanotusti etsii helpoimman reitin heikoimmasta kohdasta, kun kutumäärä on poikkileikkauksessa tarkoituksenmukaista vähäisempi. Tämä voi johtaa hauraaseen murtumaan, kun poikkileikkaus onkin aliraudoitettu teräskuiduilla. Tämän vuoksi työmaalla joudutaan kontrolloimaan tarkasti teräskutumääriä betonissa myös tarkistamalla. Lisäksi teräskuitubetoniin on yleensä sisällytetty suhteellisen suuri varmuuskerroin testeissä todetun hajonnan vuoksi, joka johtuu suurimmaksi osaksi teräskuitujen hajonnasta. [25]

Kuten teräsbetonipoikkileikkauksilla, myös teräskuitubetonipoikkileikkauksen perusolettamuksena pidetään, että niiden poikkileikkaukset pysyvät tasoina ennen ja jälkeen kuormituksen. SFS-EN 1992-1-1 standardin mukaan laattojen epäjatkuvuusalueet, jotka eivät pysy tasoina, voidaan suunnitella yksityiskohtaisesti ristikkomenetelmällä. Epäjatkuvuusalueita ovat esimerkiksi tukien tai pistekuormien läheisyydet. Lisäksi, kun määritetään teräskuitubetonipoikkileikkauksen taivutuskestävyyttä murtorajatilassa, oletetaan, että puristetun ja vedetyn teräskuidun ja ympäröivän betonin muodonmuutos on sama. Tällöin oletetaan, että betonin puristusjännitykselle on määritetty *luvussa 2.1* esitetty jännityksen ja muodonmuutoksen välinen yhteys. [19]

SFS-EN 1992-1-1 Saksalaisen kansallisen liitteen mukaan epälineaarista ja plastista rakenneanalyysia saa yleensä käyttää teräskuitubetonille, kun rakenteen pääasiallinen kantavuus saavutetaan käyttämällä tankoraudoitusta. Sen sijaan epälineaarista ja plastista rakenneanalyysia saa käyttää esimerkiksi paalulaatoille, jolloin tankoraudoituksen käyttö ei ole välttämätöntä.

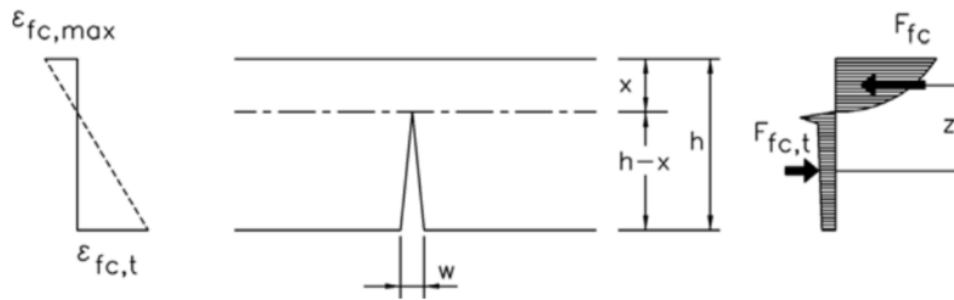
Poikkileikkauksen oletetaan pysyvän tasoina, kun betonin puristuma saa olla enintään  $\varepsilon_{cu2}$  tai  $\varepsilon_{cu3}$  käytettävästä jännityksen ja muodonmuutoksen yhteydestä riippuen ja betoniteräksen muodonmuutokset saattavat olla enintään  $\varepsilon_{ud}$ . Kun betonin lujuus on

enintään C50/60, betonin puristuma saa olla enintään 3,5%. Raudoittamattomassa teräskuitubetonipoikkileikkauksessa poikkileikkauksen tehokkaana korkeutena voidaan pitää poikkileikkauksen korkeutta  $h$  ja vetopuolen venymä saadaan ratkaistua kaavalla (3.2), jotka voidaan johtaa kuvan 20 perusteella.

$$\varepsilon_{fc,t} = \varepsilon_c \frac{h-x}{x} \quad (3.2)$$

Halkeamaleveys saadaan laskettua kaavalla

$$w = \varepsilon_{fc,t} (h-x) \quad (3.3)$$



**Kuva 20.** Raudoittamattoman teräskuitubetonipoikkileikkauksen jännityksien jakautuminen poikkileikkauksessa [17]

Halkeamaleveyden raja-arvona murtorajatilassa teräskuitubetonille voidaan pitää  $3,5mm$ . Kun halkeamaleveyden raja-arvo tunnetaan, raudoittamattomassa poikkileikkauksessa vetopuolen jännitys rajoitetaan kaavalla

$$\varepsilon_{fc,t} \leq \frac{w_{\max}}{h-x}, \quad \text{missä } w_{\max} = 3,5mm \quad (3.4)$$

Teräskuitubetonipoikkileikkaus myötöraja oletetaan saavutetuksi, kun halkeamaleveys on suurempi kuin  $0,5mm$ . Tämän vuoksi raudoittamattoman teräskuitubetonipoikkileikkauksen maksimaalinen puristuspuoleisen korkeus lasketaan kaavan (3.5) mukaan

$$x < \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{fc,t}} d \quad (3.5)$$

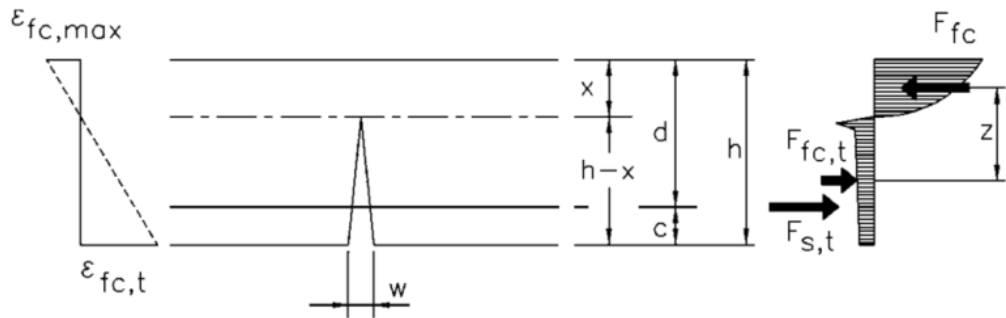
, jossa

$$\varepsilon_{fc,t} \leq \frac{w}{h-x}, \quad \text{missä } w = 0,5mm \quad (3.6)$$

Tällöin kaavojen (3.2)-(3.5) yhdistelemänä saadaan edellä esitetty teräskuitubetonipoikkileikkauksen venymän kaava (3.6).

Kun teräskuitupoikkileikkaus on myös raudoitettu, vetopuolen venymä rajoitetaan käyttörajatilassa halkeamaleveyden mukaan, mutta murtorajatilassa venymä saa olla korkeintaan 25%, kuten teräsbetonipoikkileikkauksellekin. Kuvan 21 perusteella saadaan raudoitetulle teräskuitubetonipoikkileikkaukselle määritettyä puristuspinnan maksimaaliseksi korkeudeksi

$$x < \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_s} d \quad (3.7)$$



**Kuva 21.** Raudoitetun teräskuitubetonipoikkileikkauksen jännityksien jakautuminen poikkileikkauksessa [17]

Kuvassa 21 betonin puristusresultantiksi  $F_c$ , teräksen vetoresultantiksi  $F_s$  ja kuitubetonin vetoresultantiksi  $F_f$  saadaan muodostettua, kun oletetaan jännityskuvaajien olevan suorakulmanmuotoisia

$$F_c = b \cdot \lambda x \cdot f_{cd} \quad (3.8)$$

$$F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (3.9)$$

$$F_f = f_{ctd,u} \cdot b \cdot (h - x) \quad (3.10)$$

Näiden voimien välille voidaan muodostaa tasapainoehdot, kun voimien väliset etäisyydet kuvan 21 perusteella saadaan muodostettua

$$z_f = \frac{h - x}{2} + \frac{\lambda x}{2} \quad (3.11)$$

$$z_s = d - \frac{\lambda x}{2} \quad (3.12)$$

jolloin

$$F_c = F_s + F_f \quad (3.13)$$

$$M_{Rd} = F_f \cdot z_f + F_s \cdot z_s \quad (3.14)$$

Edellä esitetyistä yhtälöistä saadaan johdettua

$$b \cdot \lambda x \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} + b(h - x)f_{ctd,u} \quad (3.15)$$

Kaava (3.15) voidaan muuttaa muotoon

$$x = \frac{b \cdot h \cdot f_{ctd,u} + A_s \cdot f_{yd}}{\lambda \cdot b \cdot f_{cd} + b \cdot f_{ctd,u}} \quad (3.16)$$

Lopulta saadaan momenttikestävyydelle  $M_{Rd}$  johdettua yhtälö

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_f \cdot z_f + F_s \cdot z_s \\ &= b(h - x)f_{ctd,u}(0,5h - 0,1x) + f_{yd}A_s \left( d - \frac{0,8x}{2} \right) \end{aligned} \quad (3.17)$$

### 3.2.2 Lävistysmitoitus DafStb:n mukaan

Tässä luvussa esitetään lisämäärytykset kuitubetonipoikkileikkauksen lävistysmitoitukselle standardin SFS-EN 1992-1-1 saksalaisen kansallisen liitteen mukaan. Lävistysmitoitus kuitubetonille on muilta osin täysin vastaava kuin teräsbetonipoikkileikkauksellekin. Ainoastaan merkittävin ero on tarkistuspiirin pituus  $u$ , joka on niin teräskuitu- kuin teräsbetonipoikkileikkausta mitoittaessa  $1,5d$ , kun luvussa 2.5 on esitetty tarkistuspiirin pituudeksi  $2,0d$ . Tarkistuspiirin pituuden pienentäminen arvoon  $1,5d$  pienentää lävistyskestävyyttä, mutta tällöin päästään varmemmalle puolelle ja lävistyskestävyyden arvot vastaavat lähes rakennusmääräyskokoelman B4 mukaisia lävistyskestävyyden tuloksia.

Lävistysraudoittamattoman teräskuitubetonirakenteiden lävistyskestävyyden mitoitusarvo  $v_{Rd,ct}^f$  määritetään kaavan (3.18) mukaan

$$v_{Rd,c}^f = v_{Rd,c} + v_{Rd,cf} \leq v_{Rd,max} \quad (3.18)$$

missä

$v_{Rd,c}$  on lävistysraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys.

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (3.19)$$

$v_{Rd,cf}$  on teräskuitubetonin lävistyskestävyys

$$v_{Rd,cf} = 0,85 \frac{\alpha_c^f \cdot f_{ctR,u}^f}{\gamma_{ct}^f} \quad (3.20)$$

$v_{Rd,max}$  on maksimilävistyskestävyys

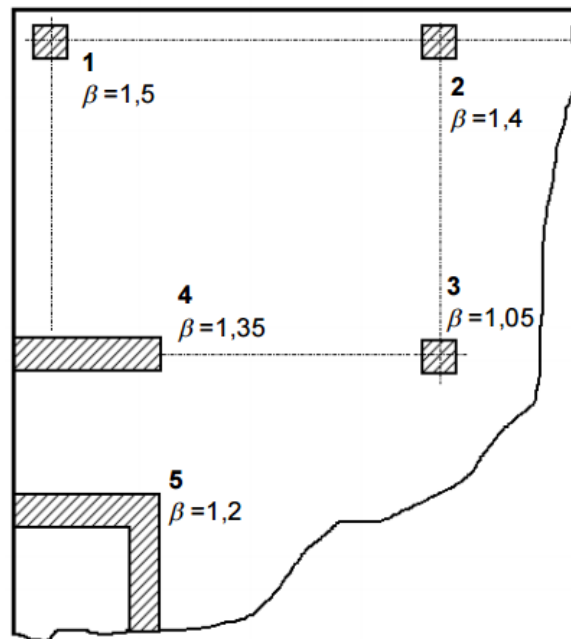
$$v_{Rd,max} = 1,5 v_{Rd,c} \quad (3.21)$$

Lävistysraudoituksen ja teräskuidun yhteisvaikutusta ei saa huomioida laattojen lävistyskapasiteettia laskiessa, jollei tarkkaa analyysiä siitä ole esitetty.

Silloin, kun lävistymisleikkausraudoitusta tarvitaan, se sijoitetaan kuormitetun alueen ja sellaisen piirin välille, joka on pilariin päin enintään etäisyydellä  $kd$  tarkistuspiiristä, jonka kohdalla leikkausraudoitusta ei enää tarvita.  $k$  arvon suositusarvo on DaftStB:n mukaan  $1,5d$ . Kyseisen tarkistuspiirin pituus määritetään kaavalla

$$u_{out,ef} = \frac{\beta V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}, \quad (3.22)$$

jossa siis  $v_{Rd,c}$  on leikkausraudoittamattoman laatan lävistyskestävyys ja se määritetään kaavalla (3.19), kun käytetään  $C_{Rd,c}=0,15/\gamma_c$ . Muutoin noudatetaan *luvussa* 2.5.2 noudatettuja teräsbetonipoikkileikkauksen lävistysraudoitetun laatan mitoitusohjeita. Pilarin tai seinän sijainnin ja muodon huomioivan kertoimen  $\beta$  arvot poikkeavat hieman *luvussa* 2.5 esitetyistä arvoista.  $\beta$  arvot on esitetty kuvassa 22.



**Kuva 22.** Kertoimen  $\beta$  likimääräisarvot tuen sijainnin SFS EN 1992-1-1 saksalaisen kansallisen liitteen mukaan. [4]

### 3.2.3 Lävistysmitoitus Ruotsin betoniyhdistyksen mukaan

Ruotsin betoniyhdistyksen mukaan (*Swedish Concrete Associations, SCA*) julkaisun mukaan raudoitetun laatan lävistysmitoitukseen voidaan huomioida kuitujen vaikutus kaavan (3.23) mukaan [24]

$$V_{Rd,c} = (v_{Rd,c} + v_{Rd,cf}) \cdot u d \quad (3.23)$$

missä  $u$  on lävistyspiirin pituus tuen reunasta etäisyydellä  $0,5d$  ja raudoitetun laatan vaikutus on kaavan (3.24) mukainen, joka vastaa lähestulkoon rakennusmääräyskokoelma B4 mukaista mitoitusraudoitetulle laatalle.

$$v_{Rd,c} = 0,3\xi(1 + 50\rho)f_{ctk} \quad (3.24)$$

missä

$\xi$  on muotokerroin

$$\xi = 1,4 \quad , \text{ jos } d \leq 0,2m$$

$$\xi = 1,6 - d \quad , \text{ jos } 0,2m < d \leq 0,5m$$

$\rho$  on suhteellinen raudoitusmäärä, kuten kaavassa (2.53).

Teräskuitubetonin vaikutus lasketaan

$$v_{Rd,cf} = 0,41 \cdot \tau_f \cdot F_f \quad (3.25)$$

missä

$\tau_f = 0,45$  jos kokeellista leikkausjännityksen arvoa ei ole määritetty

$$F_f = \rho_f \cdot \mu_f \cdot \lambda_f$$

$\rho_f$  on kuitujen määrä suhteutettuna tilavuuteen

$\mu_f = 0,5$  sileä kuitu

$\mu_f = 0,75$  poimutettu kuitu

$\mu_f = 0,9 - 1,2$  koukullinen kuitu

$\lambda_f$  on kuitujen hoikkuustekijä

### 3.2.4 Lävistysmitoitusten vertailu

Yksinkertaistettuna pelkän betonin lävistyskestävyydeksi rakennusmääräyskokoelman mukaisella kaavalla (2.48) muodostuu lähestulkoon



$$v_{Rd,c} \approx 0,7 \dots 0,8 N / mm^2 \quad (3.26)$$

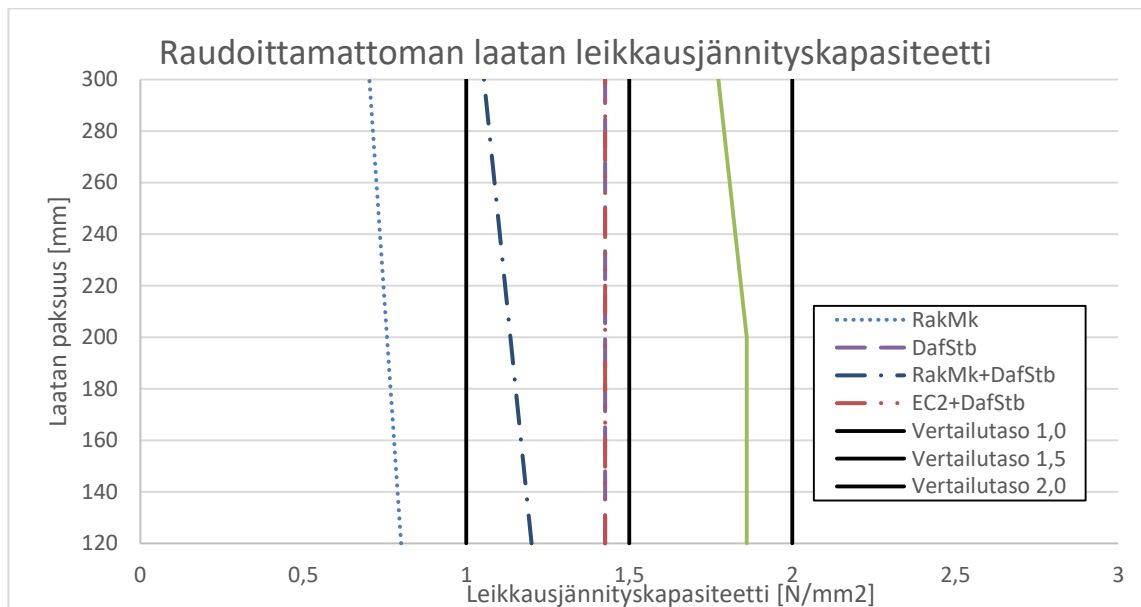
Kuitenkin täytyy huomioda, että DafStb:n mukaan lävistysraudoittamattomilla rakenteilla suurin sallittu lävistyskapasiteetti raudoitukset ja kuidut huomioiden on

$$v_{Rd,max} = 1,5 v_{Rd,c} \quad (3.27)$$

Koska kuitujen vaikutus todellisessa rakenteessa on suhteellisen merkittävä ja parantaa huomattavasti laatan lävistyskestävyyttä, raudoittamattomalle teräskuitubetonilaatalle on suositeltavaa rajoittaa lävistyskapasiteetti arvoon

$$v_{Rd,cf} = 1,0 \dots 1,2 N / mm^2 \quad (3.28)$$

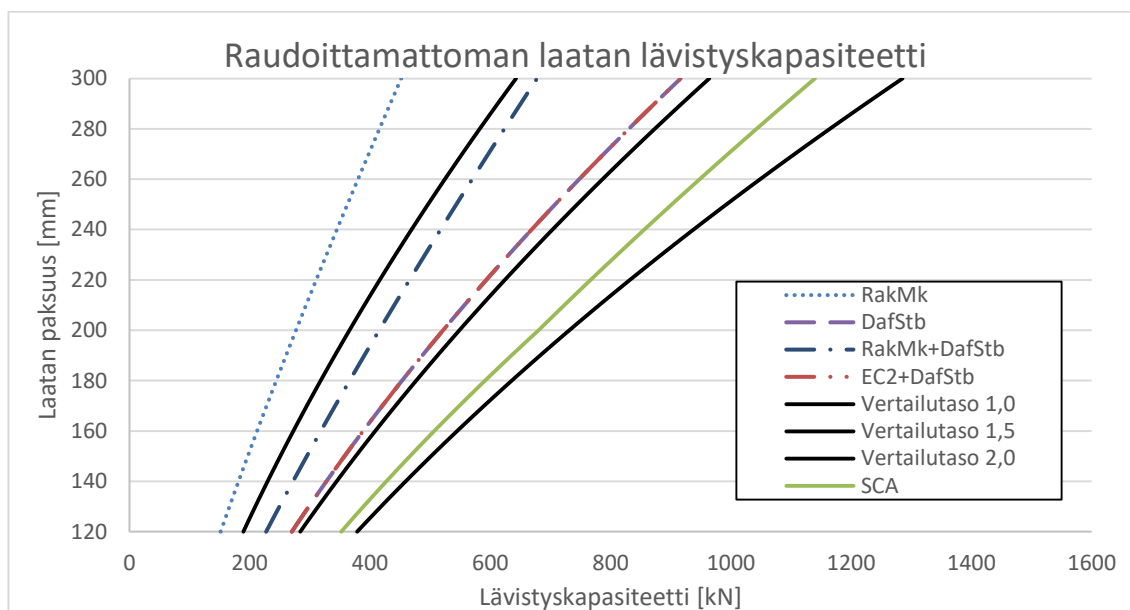
Kun noudatetaan tätä arviota, lävistyskestävyyden laskenta on hyvin yksinkertainen eikä suuriin virheisiin ole mahdollisuutta. Kuvassa 23 on esitetty raudoittamattoman laatan leikkausjännityskapasiteetti eri lävistyskapasiteetin laskentamenetelmien mukaan sekä siihen on lisätty  $1,0 N/mm^2$ ,  $1,5 N/mm^2$  ja  $2 N/mm^2$  vertailujännitykset, kuten ne on lisätty myös kuviin 23–26 havainnollistamaan kuinka suuri leikkausjännityksen arvo on eri lävistyskapasiteetin mitoitusmenetelmillä.



**Kuva 23:** Raudoittamattoman laatan leikkausjännityskapasiteetti laatan paksuuden mukaan eri mitoitusmenetelmillä

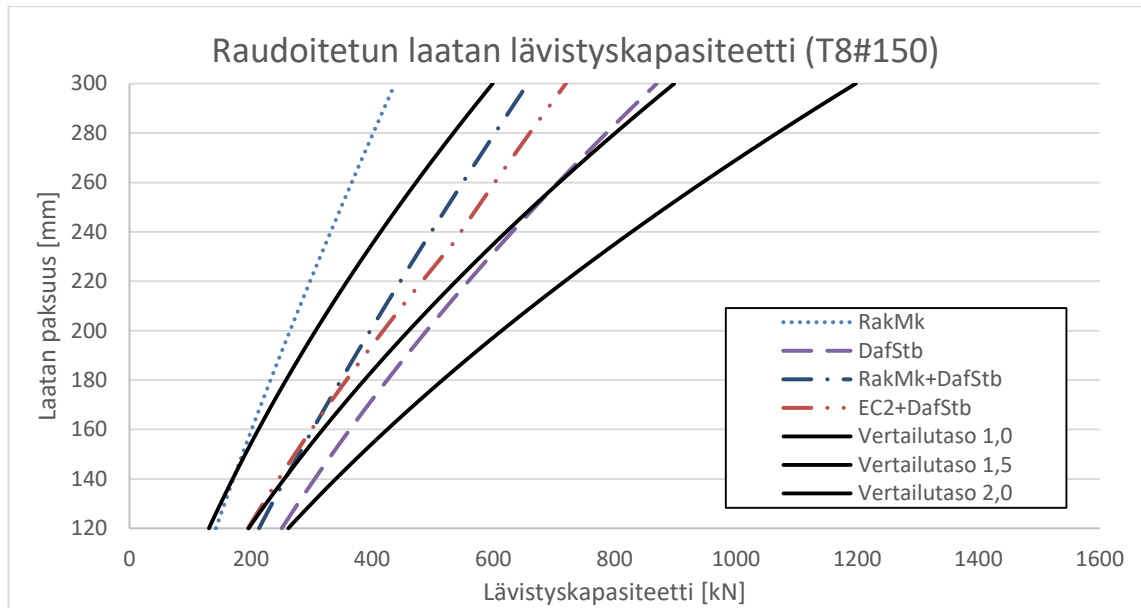
Jos laatussa on myös raudoitus, joka huomioidaan lävistyskestävyyden laskentaan, on lävistyskapasiteetti aina rajoitettava kaavan (3.21) mukaiseen arvoon. Jos laatussa ei ole raudoitusta, ei DafStb:n mukainen kaava (3.18) päde, sillä kaavan (3.19) mukaan raudoittamattomalla laatalle ei ole lävistyskestävyyttä. Kuvassa 24 on esitetty tapaus, jossa Daf-

*Stb:n* mukainen teräskuitubetonilaatan lävistyskestävyyden arvo kasvaa kuitujen vaikutuksesta. Raudoitettussa laaatassa lävistyskestävyys rajoittuu lähes aina kaavan 3.21 arvoon riippumatta teräskuitujen määrästä.



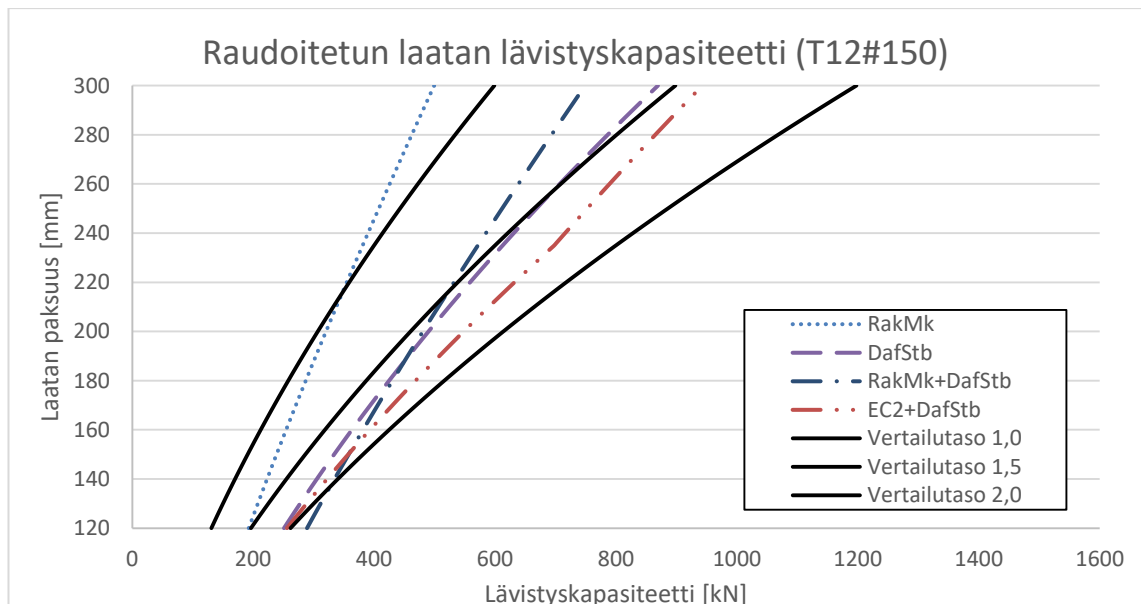
**Kuva 24.** Raudoittamattoman laatan lävistyskapasiteetti laatan paksuuden mukaan eri mitoitusmenetelmillä

Kuvasta 24 voidaan havaita, että SFS-EN 1992-1-1 mukaisella kaavalla ei saada raudoittamattomalle laatalle käyttökelpoista tulosta, sillä siihen on huomioituna ainoastaan teräskuitubetonin lävistyskestävyys, eikä sitä ole rajoitettu. Kuvassa 24 *DafStb:n* ja *EC2+DafStb:n* mukaiset kuvaajat ovat päällekkäin. On havaittavissa myös, että *RakMk:n* mukainen kaava antaa raudoittamattomalle poikkileikkaukselle lävistyskestävyyden, jolloin sitä voidaan hyödyntää lävistyskestävyyden laskentaan. Kun *RakMk:n* mukaiseen lävistyskestävyyteen lisätään *DafStb:n* mukainen teräskuitubetonin lävistyskestävyyden vaikutus, saadaan käyttökelpoinen lävistyskestävyyden arvo. Tässä on kuitenkin huomioitava, että *RakMk+DafStb:n* mukainen kuvaaja rajoittuu kaavan (3.21) mukaan, jolloin siis raudoittamattoman teräskuitubetonin lävistyskestävyys saa olla korkeintaan 1,5-kertainen raudoittamattoman betonin lävistyskestävyyteen.



**Kuva 25.** Raudoitettun laatan lävistyskapasiteetti laatan paksuuden mukaan eri mitoitusmenetelmillä (Laatan raudoitus T8#150, B500K)

Raudoitettun laatan tapauksessa SFS-EN 1992-1-1 mukainen kaava antaa lähes saman lävistyskestävyyden arvon kuin *RakMk:n* mukainen mitoitus. SFS-EN 1992-1-1 kaavassa tarkistuspiirin etäisyytenä pilarin reunasta on käytetty  $1,5d$ , kuten lähteessä [4] *DIN 1045-1-2001-07* on suositeltu käytettäväksi. Kuvasta 25 voidaan havaita raudoituksen vaikuttavan ohuilla laattapaksuuksilla, mutta paksuissa laatoissa raudoituksen lävistyskapasiteetin kasvattava vaikutus on hyvin pieni.



**Kuva 26.** Raudoitettun laatan lävistyskapasiteetti laatan paksuuden mukaan eri mitoitusmenetelmillä (Laatan raudoitus T12#150, B500K)

Suurimmilla raudoitemäärillä saadaan *RakMk:n* mukaista lävistyskapasiteettia kasvatettua, mutta paksuilla laatoilla suhteellinen raudoitemäärä jää silti huomattavasti pienemmäksi verrattuna ohuisiin laattoihin. Standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen lävistyskestävyys sen sijaan kasvaa huomattavasti raudoitusmäärän kasvaessa.

### 3.3 Teräskuitubetonirakenteiden käyttörajoitukset

#### 3.3.1 Taipumat ja halkeamat raudoittamattomassa poikkileikkauksessa

Taipumat voidaan määrittää halkeilemattomalle teräskuitubetonirakenteelle kimmoteorialla käyttäen tehollista kimmomoduulia ja ottaen huomioon viruman vaikutus. Tällöin joudutaan käyttämään kuvan 18 mukaista epälineaarista jännitys-venymäkuvaajaa ja jännitys joudutaan yksinkertaisuuden vuoksi rajoittamaan betonin taivutusvetolujuuden arvoon  $f_{ctm,fl}$ , joka saadaan kaavalla

$$f_{ctm,fl} = \left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm} \quad (3.29)$$

Tällöin kuormituksen vaikutuksesta kutistuman ja lämpötilan aiheuttama vetovoima oletetaan vaikutuksettomaksi. Betoniyhdistyksen julkaisu BY61 ohjeistaa, että keskimääräisen taivutusvetolujuuden sijaista pitäisi käyttää betonin vetolujuuden keskiarvoa  $f_{ctm}$ . [22] Raudoittamattomat teräskuitubetonilaatat ovat yleensä niin jäykkiä, että ensimmäistä halkeamaa ei pääse edes syntymään vaikka käytettäisiin betonin vetolujuuden arvoa. Kun teräskuitubetonilaatta on raudoitettu, täytyy halkeamaleveys tarkistaa luvun 3.3.2 ohjeituksen mukaan.

Ensimmäisen halkeaman vastaava kriittinen taivutusmomenttikestävyys  $M_{cr}$  saadaan betonin taivutusvetolujuuden avulla kaavalla (3.30). Näin ollen halkeamaleveyttä ei tarvitse tarkistaa, jos pitkäaikaikuormitusyhdistelmän kimmoteorian mukainen taivutusmomentin arvo on pienempi kuin ensimmäisen halkeaman kriittinen taivutusmomentti

$$M_{cr} = W_c f_{ctm,fl}, \quad (3.30)$$

missä  $W_c$  on betonipoikkileikkauksen taivutusvastus

Tehollinen kimmomoduuli  $E_{c,eff}$  saadaan viruma huomioiden laskettua kaavalla

$$E_{c,eff} = \frac{1,05 E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (3.31)$$

Kun poikkileikkauksen vetojännitys rajoitetaan betonin taivutusvetolujuuden arvoon, voidaan poikkileikkauksen taivutusjäyhyys laskea poikkileikkaukselle käyttäen poikkileikkauksen alkuperäistä korkeutta  $h$ , koska halkeamia ei muodostu ja näin ollen tehollinen korkeus on sama kuin poikkileikkauksen alkuperäinen korkeus. Halkeaman vaikutus esitetään seuraavassa luvussa, mutta yksinkertaisuudessaankäyttörajatilassa tutkittavan taivutusmomentin arvon on oltava pienempi kuin ensimmäisen halkeaman muodostava kriittinen taivutusmomenttikestävyys  $M_{cr}$ . Betonipoikkileikkauksen taivutusjäyhyys  $I_c$  saadaan laskettua kaavalla

$$I_c = \frac{bh^3}{12} \quad (3.32)$$

Paalulaattojen tapauksissa taipumat ovat harvoin määrääviä, joten niiden tutkiminen ei ole kannattavaa kuin suurilla jänneväleillä.

### 3.3.2 Taipumat ja halkeamat raudoitettussa poikkileikkauksessa

Tässä luvussa raudoitettun teräskuitubetonipoikkileikkauksen halkeamat arvioidaan standardin SFS-EN 1992-1-1 DafStb:n liitteen mukaan. Halkeamaleveyksien raja-arvot ovat samat kuin luvussa 2.6.2 esitetyt taulukon 7 rasitusluokkien mukaiset raja-arvot. Halkeamaleveyden suuruus saadaan laskettua kaavalla

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm}^f - \varepsilon_{cm}), \quad (3.33)$$

jossa  $s_{r,\max}$  on suurin halkeamaväli ja  $\varepsilon_{sm}^f - \varepsilon_{cm}$  on keskimääräinen teräksen ja betonin venymän erotus.

Suurin halkeamaväli saadaan laskettua kaavalla

$$s_{r,\max} = (1 - \alpha_f) \frac{\phi_s}{3,6 \cdot \rho_{p,eff}} \leq (1 - \alpha_f) \frac{\sigma_s \phi_s}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad (3.34)$$

sekä keskimääräinen teräs- ja betonivenymäerotus saadaan kaavalla

$$\varepsilon_{sm}^f - \varepsilon_{cm} = \frac{(1 - \alpha_f) \left( \sigma_s - 0,4 f_{ct,eff} \frac{1}{\rho_{p,eff}} \right)}{E_s} \geq 0,6 (1 - \alpha_f) \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3.35)$$

joissa  $\alpha_f$  on teräskuitubetonin halkeaman jälkeisen vetolujuuden käyttörajan mukaisen arvon käyttörajatilassa ja betonin keskimääräisen vetolujuuden osamäärä, kun käytetään kuvan 19 mukaista suorakulmaista jännitys jakaumaa

$$\alpha_f = \frac{f_{ctR,s}}{f_{ctm}} \quad (3.36)$$

$\rho_{p,eff}$  on raudoituksien teräsmäärän  $A_s$  ja tehokkaan betonipoikkipinta-alan  $A_{c,eff}$  osamäärä.

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \quad (3.37)$$

jossa  $A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff}$  ja  $h_{c,eff} = \min \{2,5(h-d); (h-x)/3; h/2\}$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

$\sigma_s$  on raudoituksessa oleva jännitys, kun oletetaan poikkileikkauksen halkeilleen

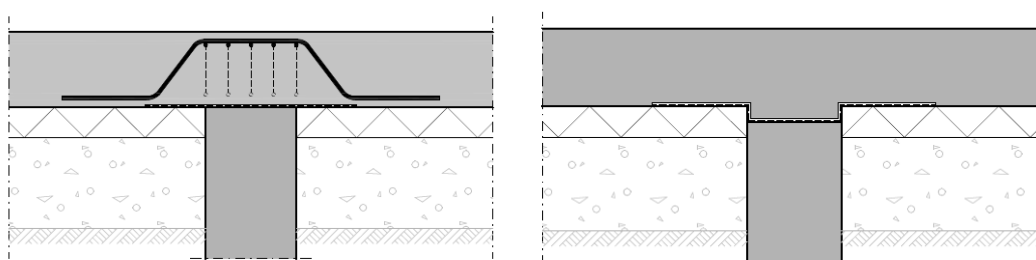
$\phi_s$  on terästangon halkaisija

## 4. PAALULAATTARAKENTEET

### 4.1 Pilarilaatta

Pilarilaatalla paalulaattojen tapauksessa tarkoitetaan laattaa, joka tehdään paalujen päälle. Tällöin laatan on oltava riittävän paksu, jottei laatan lävistyskapasiteetti paalujen kohdalla ylitä. Paalut joudutaan myös katkaisemaan päistään tasaisiksi ja laakeroimaan irti laattarakenteesta, jottei laattaan pääse syntymään liiallisia sisäisiä pakkovoimia estetyn liikkeen vaikutuksesta. Paalujen päät voidaan laakeroida irti laatasta paksun neopreenin tai joissain tapauksissa kaksinkertaisen muovikalvon avulla. Paalujen päät eivät kuitenkaan saisi upota laatan sisään, joten paalujen päät kannattaa katkaista noin 20-50mm laatan alapintaa alemmaksi, jolloin eristeen ja maapohjan painumiselle laatan painosta jää riittävästi varaa.

Paalut voidaan myös kiinnittää laattarakenteeseen, jolloin täytyy huomioida laatan sisäisten pakkovoimien vaikutus. Tällöin laatta joudutaan jakamaan liikuntasaumoilla pienempiin alueisiin, etteivät pakkovoimat kasva liian suuriksi. Kuitubetonilaatoille suositeltavampaa on käyttää laakerointia ja teräsbetonilaatoille voidaan käyttää niin laakerointia kuin kiinnitettyäkin vaihtoehtoa, koska laatan vetokestävyys on parempi kun raudoitus on molemmissa pinnoissa. Raudoituksella saadaan parannettua laatan lävistyskestävyyttä, mutta yleensä kuitenkin tarvitaan erilliset lävistysraudoitukset tukien kohdille. Koska teräskuitubetonilaatan tapauksessa lävistyskestävyys rajoittuu kaavan (3.21) mukaisesti, laatan lävistyskestävyyttä ei saada parannettua laatan raudoituksella. Erillistä lävistysraudoitusta ei saa huomioida lävistysmitoituksessa luvun 3.2.2 mukaan.

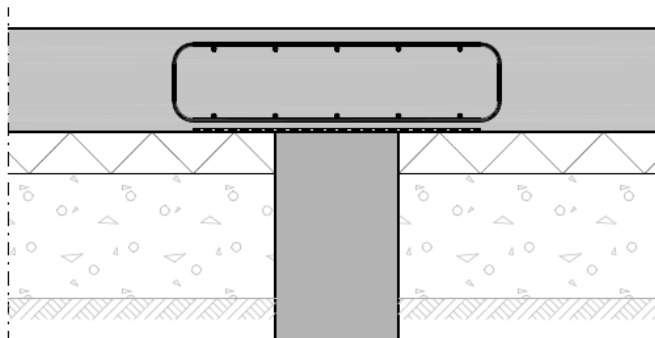


*Kuva 27. Laatan ja paalun vaihtoehtoisetliitokset pilarilaatta-paalulaattarakenteessa*

### 4.2 Pilari-Palkki-laatta

Pilari-palkki-laatalla tarkoitetaan tässä tapauksessa laatan sisään paalujen väleihin sijoitettuja raudoitettuja palkkikaistoja, joilla parannetaan laatan taivutusjäykkyyttä. Lisäksi palkkikaistojen raudoitukset parantavat paalujen kohdalla lävistys- ja leikkauskestävyyttä

teräsbetonilaatoissa, mutta raudoituksia ei yleensä pystytä hyödyntämään teräskuitubetonilaattojen tapauksissa johtuen kaavan (3.21) mukaisesta rajoitusehdosta. Palkkiraudoituksia on käytetty yleisesti teräskuitubetonilaatoissa, tällöin teräskuitubetonilaatat ovat yleensä laattakentissä raudoittamattomia. Luvussa 5.2.4 esitettävää palkkikaistamenetelmää voidaan käyttää myös teräsbetonilaatoille, mutta yleisemmin raudoitetuissa paalulaatoissa käytetään luvun 5.2.3 mukaista laattakaistamenetelmää.



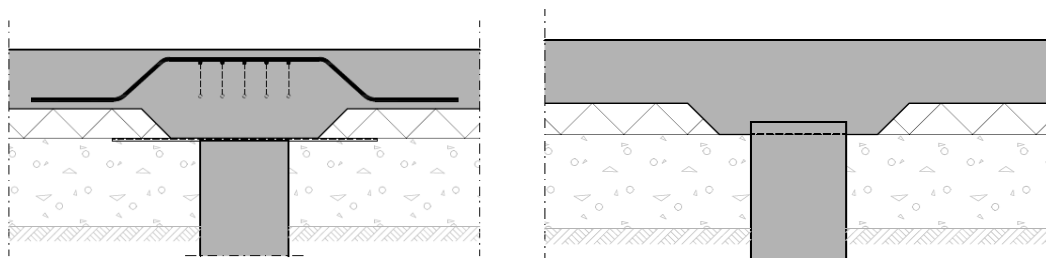
*Kuva 28. Laatan ja paalun liitos pilari-palkki-paalulaattarakenteessa*

### 4.3 Sienilaatta

Laattojen lävistyskapasiteettia voidaan parantaa paalujen kohdalla laattavahvennoksella. Tällaista laattaa kutsutaan mallinsa vuoksi sienilaataksi. Vahvennos valetaan yhtä aikaa laatan kanssa, jolloin vahvennosta voidaan hyödyntää myös laatan tukimomenttikestävyyden laskentaan. Vahvennoksen vuoksi laatan tehollinen korkeus on suurempi, joten momenttikestävyyskin on parempi. Vahvennokset aiheuttavat sen, että laattaan aiheutuu suuret pakkovoimat, koska laatan vapaa liukuminen on estetty. Kutistumien merkitys kasvaa ja ne täytyy ottaa huomioon laatan mitoituksessa. Vaikka laatan yläpintaa ei yleensä tarvitsisi rakenteen kestävyysvuoksi raudoittaa kuin vain paalujen kohdilla, joudutaan raudoitus yläpintaan tekemään yhtenäiseksi kutistumien ja halkeilun rajoittamiseksi.

Kuitubetonilaatoissa kuitujen vaikutus aiheuttaa pienempiä halkeamaleveyksiä, koska kuidut rajoittavat tehokkaasti halkeilua. Kuitubetonilaatan vetokestävyys on kuitenkin huomattavasti heikompi kuin raudoitettun laatan, joten kutistumista ja estetystä liikkeestä aiheutuvat vetovoimat halkaisevat laatan helpommin niin, ettei laatalle välttämättä jää tarvittavaa kapasiteettia ulkoisille kuormituksille, joille laatta on murtorajatilatarkastelussa mitoitettu. Pakkovoimien merkitys huomioidaan mitoituksessa aina pitkäaikaisyhdistelmässä, huomioiden myös viruma. Kuitubetonilaatoille ei suositella käytettäväksi sienivahvennoksia, jos pakkovoimia ei oteta huomioon. Jos laatan sisäiset pakkovoimat on huomioitu, laatalle voidaan käyttää myös sienivahvennoksia. Pakkovoimat kasvattavat siis laatan jännitystä. Jos kuitulaatan käyttörajatilamitoituksessa saavutetaan ensimmäisen halkeaman kriittinen jännitys, vaikeutuu kuitulaatan halkeamamitoitus merkittävästi.

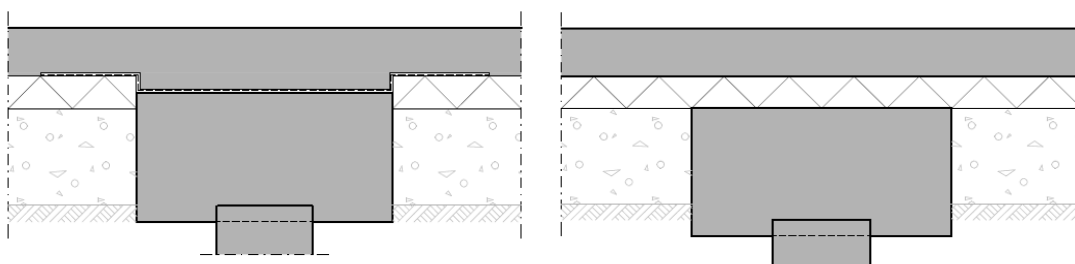




**Kuva 29.** Laatan ja paalun vaihtoehtoiset liitokset laattavahvennetussa paalulaattarakenteessa

#### 4.4 Paaluhattulaatta

Paaluhattulaattaa käytetään yleisimmin kuitubetonilaatoille, jolloin paalujen päällä olevat paaluhatut ovat erillisiä rakenteita laatasta. Paaluhattujen tehtävänä on jakaa lävistyskuormitus suuremmalle piirille sekä pienentää paalujen kohdalle muodostuvaa tukimomenttia. Paaluhatut ja laatta erotetaan toisistaan yleensä kaksinkertaisen muovikalvon avulla tai kevyesti kuormitetuilla laatoilla kuormituksen kestäväillä eristelevyillä, jolloin laatan ja hatun välille muodostuu laakerointi. Laatta pääsee liukumaan hatun päällä eli liike on vapaa ja suuria pakkovoimia laattaan ja paaluun ei pääse syntymään. Suuriakin kuitubetonilaattoja pystytään valamaan työvuoron aikana ilman liikuntasauvoja, jolloin pakkovoimat kuivumiskutistumista ja lämpötilavaihteluista nousevat suuriksi, jollei laatta pääse liikkumaan vapaasti.



**Kuva 30.** Laatan ja paalun vaihtoehtoiset liitokset paaluhatuin vahvistetussa paalulaattarakenteessa

## 5. PAALULAATTOJEN RAKENNEANALYYSIT JA MITOITUSMENETELMÄT

Tässä luvussa paalulaatalla tarkoitetaan tasapaksua laattaa tai sienilaattaa. Laatta on yleensä rakenneanalyysissä rakenneosa, jonka sivumitta on vähintään 5 kertaa laatan kokonaispaksuus. Pääasiassa tasaisesti jakautuneiden kuormien kuormittamaa laattaa voidaan pitää yhteen suuntaan kantavana, jos laattalla on kaksi vapaata ja lähes samansuuntaista reunaa tai laatta on käytännöllisesti katsoen suorakaiteen muotoinen neljältä reunalta tuettu laatta, jonka pidemmän sivun suhde lyhyempään sivuun on yli kaksi. [19] Paalulaatta voidaan olettaa myös yhteen suuntaan kantavaksi molemmin suuntaisesti, jolloin pilareiden väliset kaistat oletetaan niin sanotusti palkkimaisiksi.

Paalulaatta analysoidaan käyttämällä luotettavaa analyysimenetelmää, kuten lineaarisen kimmoteorian mukaista kaistamenetelmää, elementtimenetelmää tai plastisuusteorian mukaista myötöviivamenetelmää. Rakenneanalyysissä selvitetään kuormien ja rakenteen geometrian avulla voimasuurejakaumat ja poikkileikkausten kestävyys osoittaminen perustuu kokonaan niihin. Rakenneanalyysit perustuvat pääasiassa lineaariseen kimmoteoriaan ja plastisuusteoriaan, sekä tässä luvussa pyritään esittämään näiden analyysien väliset erot sekä niiden soveltuvuus teräskuitu- ja teräsbetonilaatoille. Tässä luvussa tutkitaan pääasiassa vain kaistamenetelmää ja myötöviivamenetelmää, jotka soveltuvat parhaiten teräskuitubetoni- ja teräsbetonilaattojen vertailuihin. Lisäksi esitetään myös paikallisia analyysijä pistekuormien ja tukien läheisyydessä, koska niitä ei voida tutkia yleisien rakenneanalyysien perusteella.

Jatkuvia laattoja analysoidessa oletetaan yleensä, että tuet sallivat vapaan kiertymisen. Jos laatta on yhtenäinen rakenne tukiensa kanssa, käytetään tuen mitoitusmomenttina tuen ulkoreunalla vallitsevaa arvoa. Tukeen siirtyvän momentin ja tukireaktion mitoitusarvoina käytetään yleensä kimmoteorian tai uudelleen jakautuneen momentin arvoista suurempaa. Kun laatta on jatkuva tuen yli ja tuen voidaan katsoa toimivan nivelenä kiertymän suhteen, analyysimenetelmästä riippumatta tukimomentin mitoitusarvoa voidaan pienentää määrällä  $\Delta M_{Ed}$ , vain jos tukien välinen jännemitta on määritetty tuen keskeltä keskelle. Tukimomentin pienennys saadaan laskettua kaavalla (5.1), jos tuki on neliön tai suorakaiteen muotoinen [19]

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed,sup} \cdot t}{8} \quad (5.1)$$

missä

$F_{Ed,sup}$  on tukireaktion mitoitusarvo tarkasteltavassa kuormitustapauksessa

$t$  on tuen leveys tarkasteltavassa suunnassa

Jos tuen leveys on jopa metrin, kaavan (5.14) ja kaavan (5.1) erotus on 0, joten tukimomentin pienennys pilarilaattojen tapauksessa täytyy tehdä esimerkiksi FEM laskennasta saataviin arvoihin.

Pyöreän tuen tukimomentin pienennys saadaan laskettua kaavalla (5.2)

$$\Delta M_{Ed} = \frac{F_{Ed, \text{sup}} \cdot D}{3\pi} \quad (5.2)$$

missä

$D$  on pyöreän tuen halkaisija

## 5.1 Kimmoteorian mukainen analyysi kaistamenetelmällä

Rakenneosat voidaan analysoida kimmoteorian perusteella sekä käyttörajatiloissa että murtorajatiloissa. Kuormien vaikutusten määrittämistä varten voidaan suorittaa lineaarinen analyysi olettaen, että poikkileikkaukset ovat halkeilemattomia, jännitys-muodonmuutosyhteys on lineaarinen ja kimmokertoimella on keskimääräinen arvo. Painuman, kutistumisen ja lämpötilan aiheuttamien muodonmuutoksien vaikutukset voidaan ottaa huomioon halkeilleita poikkileikkauksia vastaavalla pienennetyllä jäykkyydellä, johon on viruman vaikutus otettu huomioon ja jätetty vetojäykistysvaikutus huomiotta. Käyttörajatilassa sen sijaan muodonmuutoksista aiheutuvien halkeamien vähittäinen kehittyminen otetaan huomioon. [19]

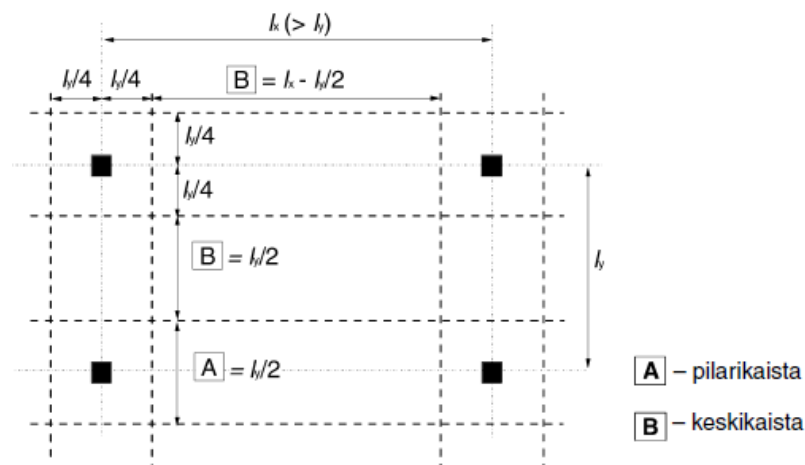
Momenttien voidaan olettaa jakautuvan rajallisesti uudelleen, kun rajatilatapauksissa vaatimustenmukaisuuden osoittamiseen voidaan käyttää lineaarista analyysiä. Momenttien uudelleen jakautuminen esitetään tämän luvun alaluvuissa. On kuitenkin huomioitava, että murtorajatilaa vastaavat lineaarisen kimmoteorian mukaiset momentit voidaan jakaa uudelleen, mikäli momentit ovat edelleen tasapainossa vaikuttavien kuormien kanssa. Jatkuvien laattojen momentit voidaan jakaa uudelleen ilman kiertymiskyvyn tarkastamista, mikäli rakenteeseen vaikuttaa ensisijaisesti vain taivutuskuormitus ja peräkkäisten jännettojen suhde on välillä 0,5...2. Suurin sallittu uudelleen jakautuneen momentin suhde kimmoteorian mukaiseen taivutusmomenttiin on oltava kaavan (5.3) mukainen, kun teräksen sitkeysluokka on B ja betonin lujuus on enintään C50/60 [19]

$$\delta = \frac{M_d}{M_{el,d}} \geq 0,44 + 1,10 \frac{x_u}{d} \geq 0,75 \quad (5.3)$$

missä

- $\delta$  on uudelleen jakautuneen momentin  $M_d$  suhde kimmoteorian mukaiseen momenttiin  $M_{el,d}$
- $x_u$  on neutraaliakselin etäisyyspoikkileikkauksen puristetusta reunasta murto-  
rajatilassa momenttien uudelleen jakautumisen jälkeen
- $d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

Kaistamenetelmässä rakenne jaetaan pitkittäis- ja poikittaissuunnassa alueisiin, jotka koostuvat pilareiden välissä olevista pilarikaistoista ja pilarikaistojen vierekkäisistä laattakenttien keskiviivojen väliin jäävistä laattakaistoista kuvan 31 mukaisesti. [19]



**Kuva 31.** Pilarilaatan jako kaistoihin [19]

Taulukossa 9 on esitetty standardin SFS-EN 1992-1-1 mukainen pilari- ja keskikaistoille jaettavien taivutusmomenttien suhteet rajatilamitoituksesta riippumatta. Kuitenkin taulukosta 9 voidaan havaita, että teräsbetonilaatoille kimmoteorian mukaisessa analyysissä suurin raudoituksen keskittyminen kohdistuu pilareiden kohdalle laatan yläpintaan negatiivisen momentin alueelle.

**Taulukko 9.** Yksinkertaistetut pilarilaatan taivutusmomenttisuhteet eri kaistoille [19]

	Negatiiviset momentit	Positiiviset momentit
Pilarikaista	60...80 %	50...70 %
Keskikaista	40...20 %	50...30 %
HUOM. Pilarikaistan ja keskikaistan negatiivisten momenttien summa on aina 100 %, samoin positiivisten momenttien summa.		

Pilari- ja keskikaistan leveydet voidaan valita kuvan 31 mukaisesti, mutta kun käytetään levennettyjä tukia esimerkiksi paaluhattuja tai sienivahvennoksia, joiden leveys on suu-

remppi kuin kolmasosa kuvassa 31 esitetystä lyhemmästä jännemitasta  $l_y$ , voidaan pilari-kaistojen leveytenä käyttää levennetyn tuen leveyttä. Tällöin keskikaistojen leveys muutetaan tätä vastaavaksi. [19]

Teräskuitubetonilla on tasainen taivutusjäykkyys, joten sillä on negatiivista ja positiivista taivutusmomenttia vastaan sama taivutusvastus. Tämän vuoksi momentit kannattaa jakaa uudelleen niin, että pilari- ja laattakaistoille negatiivisten ja positiivisten taivutusmomenttien arvot ovat samat. Tämä ei kuitenkaan ole mahdollista lineaarisella analyysillä, koska negatiivinen momentti on aina pilarikaistalla suurempi ja momentin jakautumisalue on yleensä yhtä leveä pilari- ja keskikaistalla. Teräsbetonilaatalla yksittäisiä raudoituksia lisäämällä saadaan taivutusjäykkyyttä lisättyä ja momenttien uudelleen jaolla ohjattua raudoitusten paikat. Teräsbetonilaatat raudoitetaan yleensä molemmista pinnoista pelkästään halkeamien estämiseksi, joten tasaisen verkko- tai rullaraidoitteen lisäksi pilarikaistojen kohdille jäykkyyttä saadaan lisätty yksittäisillä lisäteräksillä.

Suomessa yleisesti pilari- ja paalulaattojen laskentaan käytetään Suomen Betoniyhdistyksen By202 julkaisun kaistamenetelmää, joka on esitetty lähteessä [8]. Pilari- tai paalulaatan keskialueella keskikentässä käytetään kaavojen (5.4)-(5.7) mukaisia arvoja taivutusmomenteille pilari- ja keskikaistoilla. Kaavoissa alapinnan raudoitusta laskettaessa pilari- ja keskikaistan kaistaleveydet vastaavat kuvan 31 mukaisia arvoja, jolloin siis pilari- ja keskikaistan leveys on noin  $L_y/4$ . Yläpinnan raudoituksen pilarikaistaleveys on noin  $L_y/3$  ja keskikaistaleveys on noin  $2L_y/3$ .

$$m_{xf} = \frac{p_d L_x^2}{28}; m'_{xf} = \frac{p_d L_x^2}{28}; m_{xs} = \frac{p_d L_x^2}{14}; m'_{xs} = \frac{p_d L_x^2}{7} \quad (5.4) - (5.7)$$

jossa

$m_{xf}$  on keskikaistan positiivinen taivutusmomentti (alapinta)

$m'_{xf}$  on keskikaistan negatiivinen taivutusmomentti (yläpinta)

$m_{xs}$  on pilarikaistan positiivinen taivutusmomentti (alapinta)

$m'_{xs}$  on pilarikaistan negatiivinen taivutusmomentti (yläpinta)

$f$  alaindeksinä tarkoittaa kenttäaluetta (*field*)

$s$  alaindeksinä tarkoittaa tukialuetta (*support*)

Jos taivutusmomentit kerrotaan kaistaleveydellään, saadaan taivutusmomenttien summaksi vapaasti tuetun yksiaukkoisen laatan taivutusmomentti.

$$\sum m_x + \sum m'_x = m_{xf} \frac{L_y}{2} + m'_{xf} \frac{2L_y}{3} + m_{xs} \frac{L_y}{2} + m'_{xs} \frac{L_y}{3} = \frac{p_d L_x^2}{8} L_y \quad (5.8)$$

Negatiivisten ja positiivisten taivutusmomenttien summiksi saadaan

$$\sum m_x = \frac{3}{56} p_d L_x^2 L_y \quad (5.9)$$

$$\sum m'_x = \frac{1}{14} p_d L_x^2 L_y \quad (5.10)$$

Nämä ovat yksiaukkoisen osittain jäykästi tuetun laatan tuki- ja kenttämomentin arvoja. Niiden avulla saadaan muodostettua negatiivisen taivutusmomentin suhde positiiviseen taivutusmomenttiin.

$$\frac{\sum m'_x}{\sum m_x} = 1,33 \quad (5.11)$$

Pilarilaatoilla on suositeltavaa kimmoteoriaa käytettäessä suhteen olevan välillä 1,25–1,75. Tavallisesti yksiaukkoisen jäykästi tuetun laatan tukimomentin ja kenttämomentin suhde on 2. Pilarilaattaa mitoittaessa joudutaan oletamaan, että tuet eivät ole täysin jäykät vaan ne ovat taipuisia. Tämän vuoksi tukimomentin arvo ei voi olla yhtä suuri kuin yksiaukkoisen jäykästi tuetun laatan tukimomentti. Plastisuusteoria sen sijaan perustuu suurempiin momentin jakautumisiin jäykkyyksien suhteessa, jolloin negatiivisen ja positiivisen taivutusmomentin suhde on yleensä lähes 1.

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 on kuitenkin esitetty, että välipilareiden kohdalla vähimmäistaivutusmomentti tulee olla

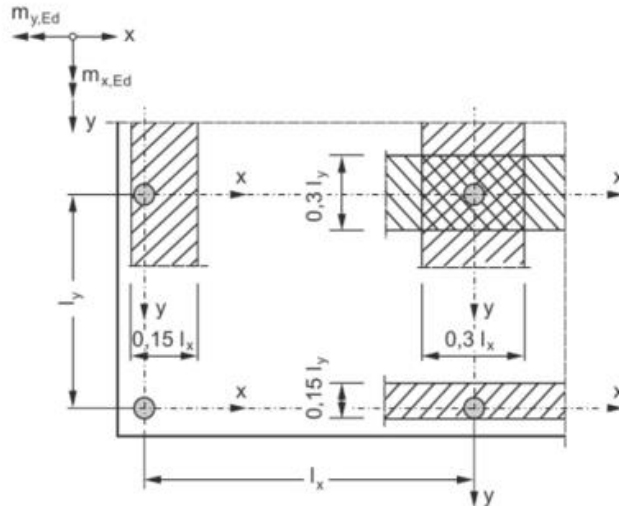
$$m'_{xs,\min} = \frac{1}{8} \cdot V_{Ed} \quad (5.12)$$

jossa  $V_{Ed}$  on lävistysvoima välipilarilla. Kyseisen vähimmäistaivutusmomentin tulee vähintään ulottua molemmissa suunnissa  $0,3L$  alueelle kuvan 32 mukaisesti. Lävistysvoiman arvo on noin pilarin tukireaktion suuruinen ja tukireaktion suuruus on

$$V_{Ed} = p_d L_x L_y \quad (5.13)$$

Kun kaavat (5.12) ja (5.13) yhdistetään sekä pilari välit x- ja y- suunnassa ovat samat, saadaan vähimmäismomentin arvoksi yksiaukkoisen vapaasti tuetun laatan taivutusmomentin arvo

$$m'_{xs,\min} = \frac{p_d L}{8} \quad (5.14)$$



**Kuva 32.** Tukimomenttien alueet pilarikaistaleveydellä  $L/3$ . [4]

Näin ollen joudutaan pilarikaistan tukimomentti rajoittamaan kyseiseen arvoon ja pilari-kaistan leveydeksi valitsemaan noin  $L/3$ . Tällöin pilari- ja kenttäkaistojen taivutusmomenteiksi esimerkiksi saadaan

$$m_{xf} = \frac{3p_d L_x^2}{56}; m'_{xf} = \frac{5p_d L_x^2}{112}; m_{xs} = \frac{3p_d L_x^2}{56}; m'_{xs} = \frac{p_d L_x^2}{8} \quad (5.15)-(5.18)$$

Kun taivutusmomentit kerrotaan kaistaleveydellään, saadaan taivutusmomenttien summaksi vapaasti tuetun yksiaukkoisen laatan taivutusmomentti.

$$\sum m_x + \sum m'_x = m_{xf} \frac{L_y}{2} + m'_{xf} \frac{2L_y}{3} + m_{xs} \frac{L_y}{2} + m'_{xs} \frac{L_y}{3} = \frac{p_d L_x^2}{8} L_y \quad (5.19)$$

Negatiivisten ja positiivisten taivutusmomenttien summiksi saadaan

$$\sum m_x = \frac{3}{56} p_d L_x^2 L_y \quad (5.20)$$

$$\sum m'_x = \frac{1}{14} p_d L_x^2 L_y \quad (5.21)$$

Negatiivisen taivutusmomentin suhde positiiviseen taivutusmomenttiin on tällöin

$$\frac{\sum m'_x}{\sum m_x} = 1,58 \quad (5.22)$$

Reunakentässä, kun reuna on vapaasti tuettu, negatiivisten ja positiivisten taivutusmomenttien summiksi saadaan

$$\sum m_x = \frac{1}{40} p_d L_x^2 L_y \quad (5.23)$$

$$\sum m'_x = \frac{1}{10} p_d L_x^2 L_y \quad (5.24)$$

Kun reunakentässä oletetaan negatiivisen ja positiivisen momentin suhteeksi 1,33, kais-taleveydeksi  $L_y/3$  ja huomioidaan pilarikaistan yläpinnan minimitaivutusmomentti, saa-daan pilarilaatan kaistojen taivutusmomentit

$$m_{xf} = \frac{1}{20} p_d L_x^2; m'_{xf} = \frac{7}{80} p_d L_x^2; m_{xs} = \frac{1}{20} p_d L_x^2; m'_{xs} = \frac{1}{8} p_d L_x^2 \quad (5.25)-(5.28)$$

Reunakentässä taivutusmomenttien arvot ovat suuremmat, joten pilari- tai paaluväliä reuna-alueella on järkevintä pienentää. Kun reuna-alueella jänneväliä pienennetään, jou-dutaan tukimomentit laskemaan reuna-alueen ja keskikentän tukimomenttien keskiarvona

$$m'_{xf} = \frac{1}{2} \left( \frac{7}{80} p_d L_{x,reuna}^2 + \frac{5}{112} p_d L_{x,keski}^2 \right) \quad (5.29)$$

$$m'_{xs} = \frac{1}{2} \left( \frac{1}{8} p_d L_{x,reuna}^2 + \frac{1}{8} p_d L_{x,keski}^2 \right) \quad (5.30)$$

Koska reunakentässä leikkausvoiman 0-kohta ei sijaitse kentän keskellä, joudutaan 0-kohta selvittämään laskennallisesti, joka saadaan

$$a_x = \frac{L_{x,reuna}}{2} + \frac{m'_{xs} + m'_{xf}}{p_d L_{x,reuna}} \quad (5.31)$$

Kun leikkausvoiman 0-kohta ja tukimomentit tunnetaan, saadaan positiiviset taivutusmo-mentit esitettyä muotoon

$$m_{xf} = \frac{1}{2} p_d a_x^2 - |m'_{xs} + m'_{xf}| \quad (5.32)$$

$$m_{xs} = \frac{1}{2} p_d a_x^2 - |m'_{xs} + m'_{xf}| \quad (5.33)$$

## 5.2 Plastisuusteorian mukainen analyysi murtoviivamenetel-millä

Tässä luvussa esitetään yleisimmät plastisuusteorian mukaiset murtoviivamenetelmät, jotka paalulaatoille tulee huomioida kyseistä menetelmää käytettäessä. Kyseiset menetel-mät on esitetty lähteessä [15]. Standardin SFS-EN-1992-1-1 mukaan plastisuusteorian



mukaiseen rakenneanalyysiin perustuvia menetelmiä tulee käyttää vain murtorajatilatar-  
kasteluissa ja on muistettava että myötöviivateorialla lasketut voimasuureet ovat yläraja-  
ratkaisuja. Tällöin analyysissä käytettävien poikkileikkausten sitkeyden tulee olla riittävä  
tarkasteltavien mekanismien muodostumisen kannalta. Plastisuusteorian mukaista ana-  
lyysiä ilman kiertymiskyvyn ja sitkeysvaatimuksen suoraa tarkistusta voidaan käyttää  
murtorajatilan tarkasteluun, jos vetorausoitusta on enintään puristusvyöhykkeen suhteel-  
lisen korkeuden neljäsosa ( $x_u/d \leq 0,25$ ), kun betonin lujuus on korkeintaan C50/60 ja be-  
toniteräket kuuluvat sitkeydeltään luokkaan B tai C sekä tukimomentin suhde kenttämo-  
menttiin on jokaisessa jänteessä välillä 0,5...2. Laatalle suoritettavassa plastisuusteorian  
mukaisessa analyysissä on otettava huomioon mahdollinen epätasainen raudoitus, nurk-  
kien ankkurointivoimat ja vääntö vapailla reunoilla. [19] Yleisesti Suomessa käytettävät  
raudoitukset, kuten A500HW ja B500K kuuluvat sitkeysluokkaan B. Laattamaisille ra-  
kenteille puristuspuunnan suhteellinen korkeus kannattaa aina rajoittaa edellä esitettyyn ar-  
voon 0,25, sillä kiertymäkapasiteetin laskennallinen tarkistaminen on työlästä.

Myötönivelen plastisen kulmanmuutoksen katsotaan pystyvän syntymään  
murtorajatilassa, mikäli asianomaisen kuormitusyhdistelmän aiheuttama laskettu  
kulmanmuutos  $\theta_s$  on enintään sallitun kulmanmuutoksen suuruinen. Jatkuvien yhteen  
suuntaan kantavien laattojen ja palkkien kiertymiskyvyn tarkistaminen yksinkertaistettu  
menetelmä perustuu noin 1,2 kertaa poikkileikkauksen korkeuden pituisten palkin tai  
laatan alueiden käyristymiskykyyn. Oletetaan, että näillä alueilla syntyy myötönivelen  
muodostumista vastaava plastinen muodonmuutostila kuormien asianomaisten  
yhdistelmien vaikuttaessa. Myötönivelten alueilla poikkileikkauksen  
puristusvyöhykkeen suhteellinen korkeus  $x_u/d$  saa olla enintään 0,45, kun betonin lujuus-  
luokka on enintään C50/60. Sallittu plastinen kulmanmuutos saadaan laskettua kaavalla  
(5.34). [19]

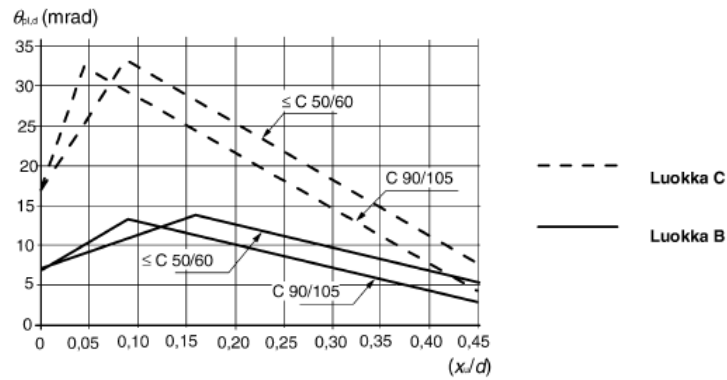
$$\theta_d = k_\lambda \theta_{pl,d}, \quad (5.34)$$

jossa

$$k_\lambda = \sqrt{\lambda/3} \quad \text{on korjauskerroin}$$

$$\lambda = M_{sd} / (V_{sd} \cdot d) \quad \text{on leikkaushoikkuus, joka voidaan laskea taivutusmomentin ja leikkausvoiman toisiaan vastaavista mitoitusarvoista.}$$

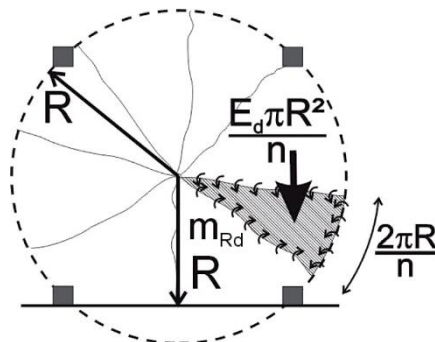
$$\theta_{pl,d} \quad \text{on sallitun kulmanmuutoksen perusarvo, joka saadaan määri-  
tettyä kuvan 33 perusteella.}$$



**Kuva 33.** Teräsbetonipoikkileikkauksen sallitun kulmanmuutoksen perusarvo  $\theta_{pl,d}$ , kun raudoituksen luokka on B tai C. Arvot vastaavat leikkaushoikkuutta  $\lambda=3,0$  [19]

### 5.2.1 Kartiomekanismi tasaisen kuorman vaikutuksesta

Kun jäykästi tuettua laattaa kuormittaa tasainen kuorma, paikallinen murtoviivojen muodostuminen on mahdollista laatan keskipisteestä säteittäisesti kohti reunoja kuvan 34 mukaisesti. Paalulaattojen sivut paalujen kohdalla voidaan olettaa lähes jäykästi kiinnitetty toisiinsa, niin että tuet eivät olisi taipuisia.



**Kuva 34.** Kartiomekanismin muodostuminen pilarilaatan reuna-alueella ja keskialueella tasaisen kuorman vaikutuksesta [11]

Kuitenkin paalulaattojen tuet ovat taipuisia, joten paalulaatoille hyvin yleisesti käytetty paikallinen murtomekanismi on kuvan 34 mukainen, jossa murtoviivat muodostuvat ympyrän muotoisesti tukien yli. Jos tuet ovat pinta-alaltaan suuret pilariväleihin verrattuna, voidaan murtoviivan otaksua kulkevan tuen reunaa pitkin. Plastisuusteorian mukaiseksi rajakuorman  $p_u$  arvoksi saadaan lähteen [11] mukaan

$$p_u = \frac{6(m'_u + m_u)}{r^2} \quad (5.35)$$

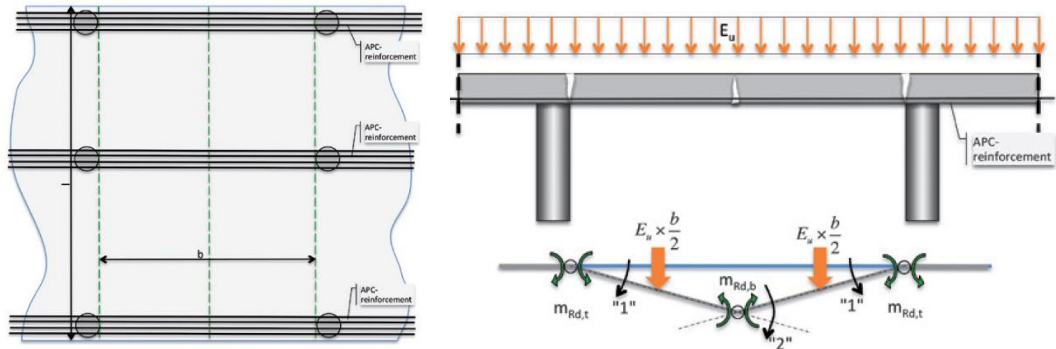
missä

$m'_u$  on laatan ”yläpinnan” plastisuusteorian mukainen momenttikestävyys, negatiivinen taivutusmomenttikestävyys

$m_u$  on laatan ”alapinnan” plastisuusteorian mukainen momenttikestävyys, positiivinen taivutusmomenttikestävyys

Samaa kaavaa voidaan käyttää myös reunakentän rajakuorman määrittämiseen, mutta tällöin kaava kokonaisuudessaan kerrotaan 0,75 kertoimella. Kun laatan molempien pintojen plastisuusteorian mukaiset momenttikapasiteetit ovat samat, saadaan kaava (5.35) johdettua muotoon

$$p_u = \frac{12m_u}{r^2} \quad (5.36)$$



**Kuva 35.** Onnettomuusraudoituksen sijoittaminen pilarilaattarakenteissa [Betonilehti]

Kuvassa 35 on esitetty lähteen [11] julkaisun mukainen kantavien rakenteiden onnettomuusraudoituksen sijoittelu teräskuitubetonilaatalle. Onnettomuusraudoitteita ei tarvitse käyttää paalulaatoissa, joten teräskuitubetonilaatat ovat yleensä täysin raudoittamattomia. Teräsbetonilaatoissa on aina noudatettava kuitenkin standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisia minimirauoituksia.

## 5.2.2 Kartiomekanismi pistekuorman vaikutuksesta

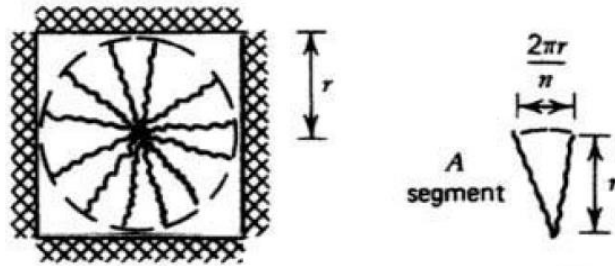
Kun laattaan vaikuttaa keskeinen pistekuorma ja murtoviivat muodostuvat ympyrän säteittäisesti kuvan 36 mukaisesti, plastisuusteorian mukaiseksi rajakuorman arvoksi saadaan lähteen [15] mukaan johdettua

$$(m'_u + m_u) \frac{2\pi r}{n} = \frac{P_u}{n} r \quad (5.37)$$

$$\Rightarrow P_u = 2\pi(m'_u + m_u) \quad (5.38)$$

Kuten kaavasta (5.38) voidaan huomata, niin ympyrän säteen vaikutus häviää ja rajakuorma muodostuu ainoastaan laatan ylä- ja alapinnan plastisen momenttikestävyiden

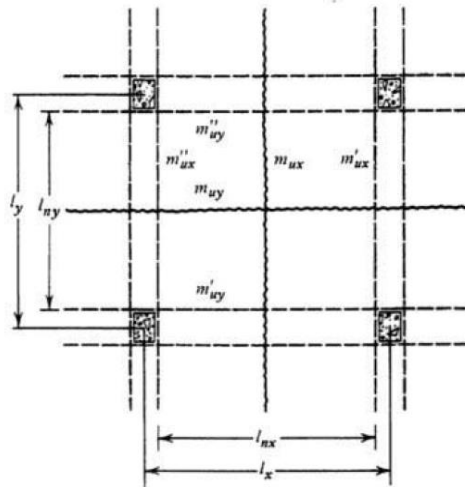
mukaan. Kyseinen menetelmä on myös esitetty lähteessä [2], jossa kyseistä menetelmää käytetään teräskuitulaatan mitoittamiseen. Kyseisessä lähteessä on myös todennettu ko-keellisesti teräskuitubetonilaatan kartiomekanismin mukainen käyttäytyminen.



**Kuva 36.** Kartiomekanismi pistekuorman vaikutuksesta [15]

### 5.2.3 Palkiton laatta

Paalulaatan oletetaan toimivan kuten yksiaukkoisen jatkuvan laatan. Tällöin murtolinjat muodostuvat tukien kohdille ja aukkojen keskialueille suurimpien taivutusmomenttien alueille kuvan 37 mukaisesti. Tukien kohdalla murtolinja muodostuu heti tuen viereen ja näin ollen tehokkaana jännevälinä pidetään tukien reunojen väliä.



**Kuva 37.** Palkittoman laatan murtomekanismit [15]

Lähteen [15] esitetyn kuvan 37 mukaan saadaan tasaisesti kuormitetulle laatalle plastisuusteorialla muodostettua molemminsuuntaisesti yhtälöt

$$\frac{1}{2}(m''_{ux} + m'_{ux})l_y + m_{ux}l_y = p_u l_{nx}^2 \frac{l_y}{8} \quad (5.39)$$

$$\frac{1}{2}(m''_{uy} + m'_{uy})l_x + m_{uy}l_x = p_u l_{ny}^2 \frac{l_x}{8} \quad (5.40)$$

Kun oletetaan yläpinnan raudoituksien  $m''_{ux} = m'_{ux}$  ja  $m''_{uy} = m'_{uy}$ , saadaan tasaiseksi rajakuormaksi muodostettua yhtälöt

$$p_u = \frac{8(m'_{ux} + m_{ux})}{l_{nx}^2} \quad (5.41)$$

$$p_u = \frac{8(m'_{uy} + m_{uy})}{l_{ny}^2} \quad (5.42)$$

Jos molempien pintojen momenttikapasiteetit ovat samat, kuten teräskuitubetonilla, saadaan rajakuorman arvoiksi muodostettua

$$p_u = \frac{16m_{ux}}{l_{nx}^2}; p_u = \frac{16m_{uy}}{l_{ny}^2} \quad (5.43)-(5.44)$$

Rajakuorman arvo on siis hieman suurempi kuin luvun (5.21) mukainen paikallisen murtomekanismin rajakuorman arvo kaavan (5.36) mukaan. Yhtälöitä (5.39) ja (5.40) käyttämällä ja olettamalla reuna vapaasti tuetuksi, jolloin  $m''_{ux} = 0$ , saadaan reuna-alueen rajakuorman arvoksi muodostettua

$$p_u = \frac{4m'_{ux} + 8m_{ux}}{l_{nx}^2} \quad (5.45)$$

Jos molempien pintojen momenttikapasiteetit ovat samat, saadaan rajakuorman arvoksi

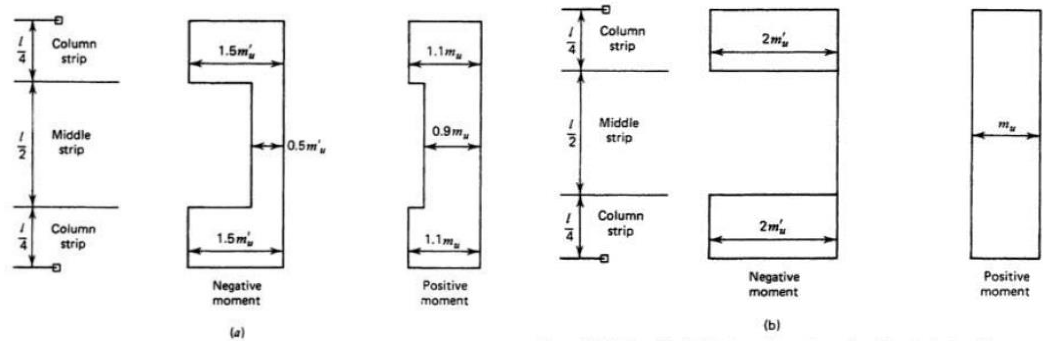
$$p_u = \frac{12m_{ux}}{l_{nx}^2} \quad (5.46)$$

Jos molempien pintojen momenttikapasiteetit ovat samat, jolloin siis molemmissa pinnoissa on samat raudoitukset, laattarakente ei välttämättä ole kelvollinen käyttörajatilatarkistelussa, koska kimmoteorian mukaan suurimmat taivutusmomentin arvot saadaan tukien läheisyydessä niin sanotun pilarikaistan tukialueella. Jotta varmistettaisiin, ettei teräksien myötäminen ja laatan halkeileminen tule mitoittavaksi käyttörajatilan perusteella, suositellaan raudoitukset jakamaan laattaan lähes kimmoteorian mukaisesti. Raudoitukset voidaan jakaa esimerkiksi kuvan 38 mukaisin vaihtoehtoin. [15]

Kuvassa 38 oletetaan pilari- ja keskikaistan leveydeksi  $L_y/2$  ja vaihtoehtojen  $a$  ja  $b$  variaationa saadaan kaavat

$$m_{xf} = \frac{p_d L_x^2}{16}; m'_{xf} = \frac{p_d L_x^2}{32}; m_{xs} = \frac{p_d L_x^2}{16}; m'_{xs} = \frac{3p_d L_x^2}{32} \quad (5.47)-(5.50)$$

Tällöin negatiivisen ja positiivisen taivutuskestävyyden suhde on  $1$ . Lisäksi on suositeltavaa, että negatiivisen ja positiivisen taivutuskestävyyden suhde pitäisi olla  $1,5$ , mutta kuitenkin vähintään  $1,0$ . Kuvan 38 mukainen vaihtoehto  $a$  on järkevämpi, sillä yläpinta kannattaa aina myös paalulaatoissa raudoittaa pakkovoimista aiheutuvan halkeilun estämiseksi. Sen sijaan vaihtoehdon  $b$  positiivinen momentti kannattaa jakaa tasaiseksi koko laatalle, sillä alapinta kannattaa raudoittaa aina työn helpottamiseksi kokonaan samalla tavalla.



**Kuva 38.** Suositellut kaistojen plastisuusteorian mukaiset mitoitusmomentit [15]

Teräskuitubetonilaatassa plastisuusteorian mukainen taivutuskestävyys on vakio sekä negatiivista että positiivista taivutusmomenttia vastaan. Teräskuitubetonilaatoille ei tuelle voida siirtää momenttijäykkyyttä vaan plastisuusteorian mukaiset laskentausekkeet pätevät, mikäli käyttörajatilan mitoitus, jossa joudutaan voimasuureet laskemaan kimmoteoriaan perustuen, ei muodostu mitoittavaksi. Käyttörajatilassa teräskuitubetonilaatta joudutaan mitoittamaan halkeilemattomaksi, jotta laskelmat pysyvät riittävän yksinkertaisina, joten laatan paksuus joudutaan yleensä valitsemaan riittävän suureksi, ettei halkeilua pääse muodostumaan.

Teräsbetonilaatalla voidaan olettaa myös pilarikaistan leveydeksi  $L_y/3$ , jolloin taivutusmomenteiksi kaistoille muodostuu

$$m_{xf} = \frac{p_d L_x^2}{16}; m'_{xf} = \frac{p_d L_x^2}{32}; m_{xs} = \frac{p_d L_x^2}{16}; m'_{xs} = \frac{p_d L_x^2}{8} \quad (5.51)-(5.54)$$

Tällöin täytetään paalun alueen taivutusmomentin kaavan (5.12) mukainen ehto sekä negatiivisen ja positiivisen taivutuskestävyyden suhde on  $1$ .

Reuna-alueella vastaavasti taivutusmomenteiksi saadaan kaavojen (5.55)-(5.58) mukaiset tulokset, kun tuen kohdalla vaaditaan kaavan (5.12) mukainen ehto täyttyväksi kaavassa (5.56).

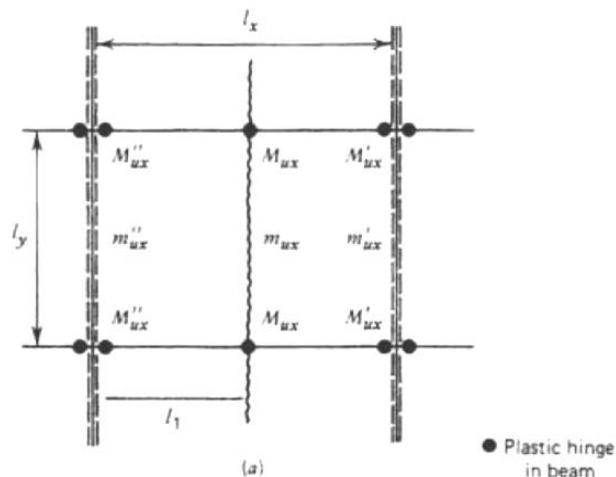
$$m'_{xf} = \frac{p_d L_{x,keski}^2}{32}; m'_{xs} = \frac{p_d L_{x,keski}^2}{8} \quad (5.55)-(5.56)$$

$$m_{xs} = m_{yf} = \frac{p_d L_{x,reuna}^2}{8} - \frac{1}{2} \frac{p_d L_{x,keski}^2}{16} \quad (5.57)-(5.58)$$

Reuna-alueella taivutusmomentin negatiivisen ja positiivisen taivutuskestävyyden suhde on 1,28.

## 5.2.4 Palkillinen laatta

Joissain tapauksissa paalulaatta voidaan tehdä palkillisena laattana. Paalulaattojen tapauksissa palkkien kannattaa olla niin sanottuja laatan sisäisiä palkkeja, jolloin pilarilinjojen kohdalle pilarikaistoille tehtävät kaistaraudoitukset muodostavat laatan sisäisiä vahvistuspalkkeja. Kuvassa 39 on esitetty laatan plastisesta taivutusmomentista poikkeavat arvot palkkikaistoille, joiden vaikutukset on huomioitava laskennassa. Palkillista laattaa käytetään pääsääntöisesti vain kuitubetonilaatoille, jolloin palkkikaistoilla saadaan kokonaisuudessaan laatan momenttikestävyyttä kasvatettua. Esimerkiksi luvussa 5.2.1 esitetyt kuvan 35 mukaiset onnettomuusteräket voidaan huomioida palkkiraudoitteena.



**Kuva 39.** Palkillisen laatan murtomekanismit [15]

Tässä tapauksessa pilarikaistaa käsitellään palkkikaistana. Palkkikaistan ei tarvitse olla yhtä leveä kuin palkittoman laatan tapauksessa pilarikaistan. Kun kaistojen leveydet jätetään huomioimatta, palkillisen laatan tapauksessa saadaan muodostettua yhtälöt (5.59) ja (5.60), jotka on esitetty lähteessä [15].

$$M'_{ux} + M_{ux} = \frac{1}{8} p_u l_x^2 l_y - (m'_{ux} + m_{ux}) l_y \quad (5.59)$$

$$M'_{uy} + M_{uy} = \frac{1}{8} p_u l_y^2 l_x - (m'_{uy} + m_{uy}) l_x \quad (5.60)$$

missä

$M'_u$  on palkin ”yläpinnan” plastisuusteorian mukainen momenttikestävyys, negatiivinen taivutusmomenttikestävyys

$M_u$  on palkin ”alapinnan” plastisuusteorian mukainen momenttikestävyys, positiivinen taivutusmomenttikestävyys

Yhtälöiden (5.59) ja (5.60) perusteella tasaisesti kuormittavan rajakuorman arvoksi saadaan

$$p_u = \frac{8(m'_{ux} + m_{ux})}{l_{nx}^2} + \frac{8(M'_{ux} + M_{ux})}{l_{nx}^2 l_y}, \quad (5.61)$$

joista voidaan havaita, että palkille tuleva kuormitus on koko pilarivälin levyinen ja näin ollen palkkikaistan leveys voidaan määrittää palkkikaistalle tulevien raudoituksien mukaan, mutta leveyden vaikutusta ei tarvitse ottaa huomioon kuin plastisen momenttikestävyyden laskentaan. Jos kaistojen leveydet huomioidaan kaavaan (5.61), muodostuu kyseinen kaava samaan muotoon kuin kaistamenetelmässäkin.



## 6. PAALULAATAN OPTIMOINTI

Paalulaatan optimoinnin tavoitteena on, että paalulaatan rakentamisesta saataisiin mahdollisimman kustannustaloudellista. Paalulaatan optimoinnissa joudutaan huomioimaan monta muuttujaa sekä asettamaan niille monia ehtoja, jotta laskelmista saadaan käyttökelpoisia ja järkeviä. Kun muuttujia on monia, paalulaatan mitoituksessa joudutaan turvautumaan tietokonelaskentaan, koska niin sanotusti käsinlaskettuna ei muuttujien vaikutuksia voida huomioida riittävästi.

Tämän tutkimuksen tarkoituksena on selvittää kustannustehokkaimmat betonikansi- ja paalutyyppiratkaisut huomioiden betonikannelle aiheutuvat ulkoiset kuormitukset ja maaperän ominaisuudet, joiden avulla saadaan paalupituudet määritettyä. Kokonaisuudessaan paalulaattarakenteen optimointi suoritetaan Microsoft Excel – taulukkolaskentaohjelman ratkaisimella (*engl. Solver*). Optimoinnissa pyritään **minimoimaan paalulaattarakenteen neliöhinta**, joka on riippuvainen sen muuttujista ja niiden reunaehdoista.

Paalulaattarakenteessa suurimmat kustannukset muodostuvat maahan lyötävistä kantavista paaluista sekä paalujen päälle toteutettavasta betonikannesta. Betonikansi toteutetaan joko teräsbetonisena tai teräskuituvahvisteisena. Teräskuituvahvisteinen betonilaatta on hieman harvinaisempi tuttavuus vielä Suomessa, mutta paalulaattarakenteita on toteutettu jo useita Suomessa. Muissa kantavissa rakenteissa teräskuitubetonia ei ole suuressa mittakaavassa vielä käytetty, kuten välipohjia Suomessa ei tiettävästi ole vielä toteutettu ollenkaan. Lähimmät teräskuidusta valmistetut välipohjat on tehty Virossa. [11]

Paalulaattojen tapauksessa kustannustehokkaimpia ovat teräsbetonipaalut, joiden metrihintaa on halvempi kuin esimerkiksi teräspaalujen suhteutettuna paalujen kuormituskapasiteettiin. Teräsbetonipaaluja valmistetaan monen kokoisina, mutta pääasiassa Suomessa paalulaattarakenteisiin eniten käytettävät paalut ovat niin sanottuja tukipaaluja, jotka tukeutuvat kovaan maapohjaan saakka. Yleisimmin käytetyt koot ovat  $250 \times 250 \text{ mm}^2$ ,  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  ja  $350 \times 350 \text{ mm}^2$ . Nykyään kyseiset paalukoot jaotellaan myös paalutyyppeihin  $a$ ,  $b$  ja  $c$ , joista parhain kuormituskapasiteetti on  $c$ -tyypin paaluilla. Yleisimmin paalulaattarakenteissa käytetään kuitenkin  $a$  tai  $b$  luokan paaluja niiden halvempien hintojen vuoksi. Kyseisten paalujen kuormituskapasiteetit voidaan määrittellä suoraan valmistajan ilmoittamien arvojen perusteella, kun paalutettavan maaperän ominaisuudet on tunnettu. [16] Maaperän ominaisuuksien, kuten kivisyyden, vuoksi ei välttämättä aina voida käyttää ohuinta ja optimaalisinta paalua paalun rikkoutumisherkyyden vuoksi. Siksi tässä työssä esitetään muutaman yleisimmän paalutyypin mukaiset optimaalisimmat paalulaattarakenteet.

## 6.1 Kohdefunktio, muuttujat, rajoitusehdot ja raja-arvot

Paalulaattarakenteen optimoinnissa on tunnistettava *suunnittelumuuttujat*, *rajoitusehdot* ja *kohdefunktio* mitä pyritään optimoimaan. Tässä tapauksessa siis optimoinnissa *kohdefunktiona* ovat kustannukset, jota pyritään **minimoimaan** *suunnittelumuuttujien* avulla ja *rajoitusehtojen* mukaisesti.

*Suunnittelumuuttujina* pidetään **parametreja**, joita muuttelemalla voidaan vaikuttaa esimerkiksi rakenteen geometriaan, rakenteelliseen kestävyYTEEN tai taloudellisuuteen. Paalulaatta rakenteessa on monia *suunnittelumuuttujia*, koska paalulaattarakenne itsessään koostuu monesta osasta, kuten paaluista, paaluhatuista ja laatasta, jotka myös sisältävät useita *suunnittelumuuttujia*, *rajoitusehtoja* ja *suunnittelumuuttujien reunaehdoja*.

*Suunnittelumuuttujien reunaehdoilla* varmistetaan, että laskenta pysyy rajallisena ja rakenteiden valmistaminen käytännössä järkevänä ja mahdollisena. *Rajoitusehtojen* avulla varmistetaan, että rakenne toteuttaa sille asetetut tekniset ja toiminnalliset vaatimukset, kuten paalulaattarakenteen optimoinnissa *rajoitusehdot* liittyvät murto- ja käyttörajatilan mukaisiin rakenteellisiin kestävyYksiin.

Tässä työssä paalulaattarakenteen optimoinnissa huomioidaan paalupituudet ja ulkoiset kuormitukset laatalle. Nämä ovat niin sanottuja *ulkoisia muuttujia*, joiden arvoihin ei voida vaikuttaa, vaan ne ovat ominaisia rakennuspaikoittain ja kohteittain. Optimointi tuloksien vertailuissa on esitetty kuormituksien ja paalupituuksien variaatioiden vaikutukset kustannuksiin ja paalurakenteeseen.

Paalulaattarakenteen optimoinnissa suunnittelumuuttujat ja niiden reunaehdot ovat rakeneosittain:

### Paalut:

- **Paalutyyppi** *TB250a, TB250b, TB300a, TB300b, TB350a*
- **Paaluväli keskellä**  $L_{keski} = 2 \dots 7m$
- **Paaluväli reunalla**  $L_{reuna} = 2 \dots 7m$

### Paaluhatut:

- **Paaluhatun halkaisija**  $d_{paaluhattu} = 0 \dots 1000mm$

Paaluhatun korkeus muodostuu halkaisijan mukaan, niin että paaluhattu on kokonaisuudessaan puristusvyöhykkeellä.

### Laatta:

- **Vahvistuksen paksuus**
  - Teräskuitubetonilaatta  $h_{vahv} = 0 \dots 50mm$

- Teräsbetoni-laatta  $h_{vahv} = 0...200mm$
- **Laatan paksuus**  $h = 0...400 mm$

### **Raudoitusmäärät:**

- Yläpinnan raudoitus *suurin:* T10-k150
- Yläpinnan raudoitus paalun kohdalla *suurin:* T12-k100
- Alapinnan raudoitus *suurin:* T12-k150

Ylä- ja alapinnan raudoituksen reunaehdon minimi määräytyy laatan minimiraudoituksen perusteella

- **Lävistysraudoitus**  $kpl = 0...5 kpl$

Lävistysraudoitus on kuvan 14 mukainen hatturaudoite ja reunaehdot ovat yhdensuuntaisten hatturaudoitteiden lukumäärälle. Laskennassa huomioidaan kahden suuntaiset ris-tiin menevä hatturaudoitteet.

Tässä työssä oletetaan **materiaaliominaisuudet aina vakioiksi** eikä niiden vaikutusta optimointiin huomioidaan. Esimerkiksi teräskuitubetonin kuitumäärä oletetaan vakioksi, jolloin sille oletetaan myös aina vakioksi tietty halkeilun jälkeinen taivutusvetokestävyyden ominaisarvo. Tämä arvo on valittu tässä työssä kuituvalmistajan mukaan valmistajan ilmoittamalle kuitumäärälle.

Optimoitava **laatan pinta-ala** on jouduttu osittain vakioimaan sekä osittain parametrisoi-maan, jotta optimoinnin tuloksista saataisiin vertailukelpoiset **neliöhinnoittain**. Laatan pinta-ala muodostuu tässä työssä seuraavien parametrien mukaan:

$$A = L \cdot B \quad , \text{ jossa } \begin{aligned} L &= 2 \cdot \text{Paaluväli reunalla} + 12 \cdot \text{Paaluväli keskellä} \\ B &= 2 \cdot \text{Paaluväli reunalla} + 21 \cdot \text{Paaluväli keskellä} \end{aligned}$$

Jos optimoitava alue tunnetaan, optimoinnissa on ehdottomasti kannattavinta huomioida pinta-ala. Kun alueen sivujen mitat huomioidaan, paaluvälit muodostuvat sivumittojen mukaisesti.

Laskennassa käytettävät **rajoitusehdot** ( $käyttöaste \leq 100 \%$ ) rakenteen toiminnallisten ja teknisten vaatimuksien täyttämiseksi ovat:

- Laatan taivutus murtorajatilassa plastisuusteorian mukaisella murtoviivamenetel-mällä
- Laatan lävistyminen lävistysraudoittamattomana tai raudoitettuna
- Laatan halkeamaleveystarkastelu käyttörajatilassa halkeilemattomassa tilassa
- Laatan taipuma virumalla ja ilman virumaa
- Paalun sallittu puristuskestävyys käyttörajatilassa

- Paalun puristuskestävyys murtorajatilassa

## 6.2 Kustannukset

Tässä työssä kustannuksilla on suuri merkitys, mutta kuitenkin kustannusarviot eivät ole tarkkoja vaan kustannukset on arvioitu hyvin suurpiirteisesti eikä ne välttämättä vastaa todellisia arvoja. Kustannukset on selvitetty tarjouspyyntöjen, toteutuneiden kustannuksien, kokemusperäisen tiedon ja kirjallisuuden mukaan. Kaikki kokonaiskustannukset lasketaan tuotteiden yksikköhintojen perusteella, joihin on yleisesti sisällytetty työn osuudet. Ainoastaan työkustannuksista raudoitustyön kustannukset huomioidaan erikseen. Taulukossa 10 on esitetty yksikköhinnat eri tuotteille sekä raudoitustyölle. Vaikka kustannustiedot on saatu todellisista kohteista, kustannustietoja on jouduttu paljon pyöristelemään ja ne eivät välttämättä ole tarkkoja ja todellisia.

*Taulukko 10. Yksikköhinnat eri materiaaleille ja raudoitustyölle*

Kuitubetoni	253,00 €	/m <sup>3</sup>
teräsbetoni	180,00 €	/m <sup>3</sup>
Teräs	1,10 €	/kg
Raud.työ	5,0 tth	/1000kg
Paaluhattu	250,00 €	/m <sup>3</sup>
TB250a	23,00 €	/m
TB250b	25,00 €	/m
TB300a	27,00 €	/m
TB300b	29,00 €	/m
TB350a	33,00 €	/m

## 6.3 Optimoitavien paalulaattarakenteiden ominaisuudet ja mitoitusmenetelmät

### 6.3.1 Teräsbetonilaatta

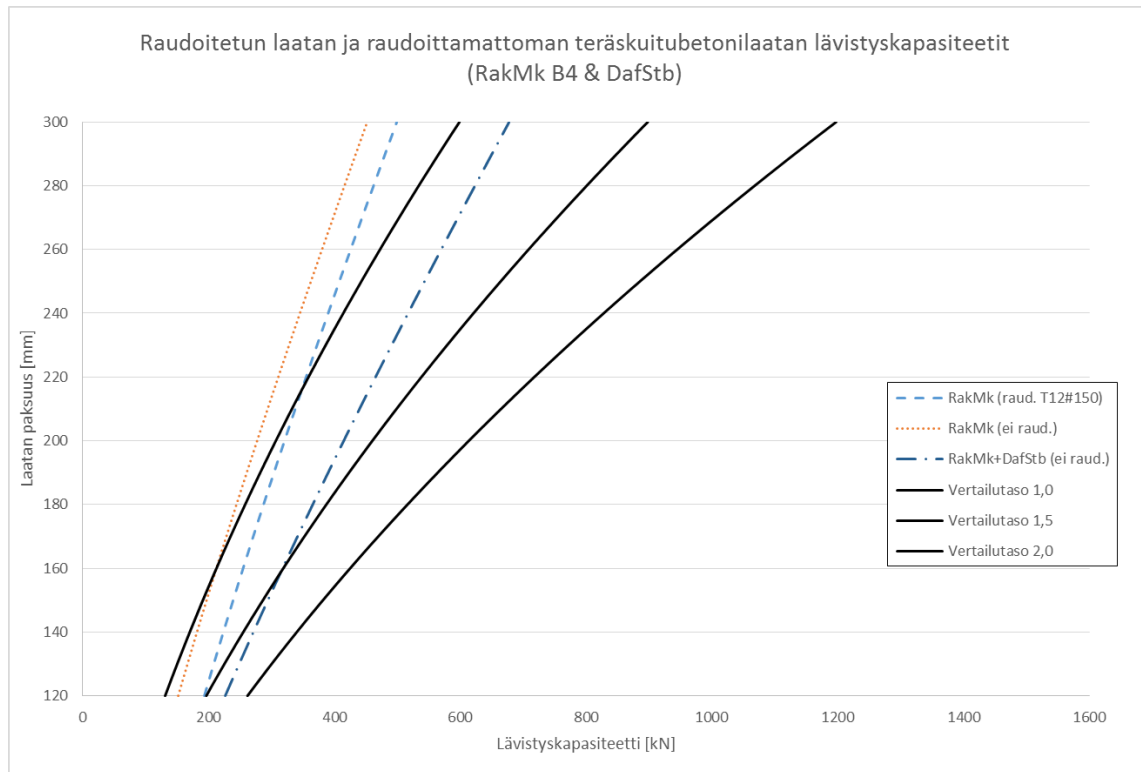
Teräsbetonilaatalle perusteltua käyttää plastisuusteorian ylärajaratkaisun mukaista murtoviivamenetelmää, koska teräsbetonilaatta toimii aina tasapainoraidoitettuna murtotilanteessaan sitkeästi. Standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaan teräsbetonilaatta toimii plastisesti, jos luvun 5.2 ehdot täyttyvät. Kun ehdot täyttyvät, voidaan teräsbetonilaatan tai vutusmitoitukseen käyttää luvun 5.2.3 kaistamenetelmän kaavoja (5.51)-(5.54), jolloin raudoitukset saadaan jaettua tasaisesti alapintaan koko laatan alueelle ja yläpintaan raudoitukset saadaan keskitettyä paalun päälle suurimman momentin alueelle. On kuitenkin huomioitava, että teräsbetonilaatalle joudutaan käyttämään standardin SFS-EN 1992-1-1 mukaisia minimiraidoitusmääriä, joita tässä työssä ei ole esitetty.

Teräsbetoni­laatan lävistyskestävyyteen on käytettävä Rakennusmääräys­koelman B4 mukaista luvun 2.5.3 kaavaa (2.48), koska SFS-EN 1992-1-1 mukaisien lävistyskestävyyden laskentakaavojen käyttö ei ole sallittua Suomessa. Lävistyskestävyyttä parannetaan tarvittaessa lävistysraudoituksella tai paalun kohdalle tehtävällä laattavahvennoksella tai paaluhatulla.

### 6.3.2 Kuitubetonilaatta

Paalulaattarakenteen optimoimiseen käytetään plastisuusteorian ylärajaratkaisun mukaista murtoviivamenetelmää, joka on yleisesti käytetty Euroopassa kuitubetonilattien mitoituksessa. Murtoviivamenetelmällä pystytään huomioimaan parhaiten kuitubetonin homogeenisuus ja näin ollen siirtämään momentteja jäykkyyksien mukaan. Optimoinnissa käytettävät murtoviivamenetelmät ovat luvun 5.2.3 mukainen palkittoman laatan mekanismimenetelmä kaavoilla (5.51)-(5.54) ja luvun 5.2.1 mukainen kartiomekanismi tasaisesti kuormitetussa laatussa kaavalla (5.36).

Lävistysmitoitukseen käytetään Rakennusmääräys­koelman B4 mukaista mitoitus­ta, joka soveltuu sekä raudoitetulle että raudoittamattomalle laatalle ja on toistaiseksi ainoa sallittu menetelmä betonirakenteiden lävistysmitoitukseen. Lisäksi lävistyskestävyyteen huomioidaan teräskuitujen vaikutus  $D_{fStb}$ :n mukaisesti kaavalla (3.20), joka on esitetty luvussa 3.2.2. Kuitenkin lävistyskestävyys rajoitetaan kaavan (3.21) mukaisesti, niin että lävistyskestävyys ei saa olla kuin korkeintaan 1,5-kertainen verrattuna lävistyskestävyyteen, johon ei ole huomioitu teräskuitujen vaikutusta. Lävistyskestävyyden arvo rajoittuu lähes aina kuitumäärästä riippumatta kyseiseen raja-arvoon, joten teräskuitubetonilla on erittäin hyvä lävistyskestävyys myös ilman raudoitusta, kuten kuvasta 40 voidaan havaita.



**Kuva 40.** Raudoitettun ja raudoittamattoman teräskuitubetonilaatan lävistyskapasiteetit RakMK:n ja DafStb:n mukaan eri laatan paksuuksilla

Kuvan 40 perusteella teräskuitubetonin lävistyskestävyys raudoittamattomanakin on huomattavasti parempi kuin raudoitettun laatan. Lävistyskestävyyden parantaminen laatan yläpintaan raudoitusta lisäämällä ei teräskuitubetonin tapauksessa ole järkevää. Lävistyskestävyyttä tulee parantaa tuen leveyttä suurentamalla. Teräskuitubetonilaattojen lävistyskestävyyden parantamiseksi ei suositella käytettäväksi paaluvahvennoksia, koska tällöin laatta ei pääse vapaasti liukumaan lämpötilojen tai kutistuman vaikutuksesta. Paaluhattuja käytettäessä paaluhattujen päälle tuleva laatta tulee erottaa paaluhatuista laakeroimalla, jotta kutistumat ja lämpöliikkeet eivät aiheuta laatan sisäisiä pakkovoimia.

## 7. OPTIMOIDUT PAALULAATTARAKENTEET

### 7.1 Optimaalinen teräsbetonipaalulaatta

Teräsbetonipaalulaatan tapauksessa on tutkittu raudoitettua teräsbetonilaatta, jolloin optimaalisin paalulaattarakenne haetaan laskennallisesti. Paalulaattarakenteen suunnittelumuuttujille ei ole asetettu vakioarvoja, vaan jokainen suunnittelumuuttuja määräytyy reunaehtoien perusteella. Taulukoissa 11–13 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 11.** Teräsbetonilaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella

$$q=30\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
$L_{\text{keski}}$ [m]	3,97	3,96	3,93	3,34	3,33	3,19
$h$ [mm]	155	164	152	128	129	117
$h_{\text{vahv}}$	76	57	62	58	74	66
$d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	751	631	739	664	640	659
Paalutyyppi	TB300a	TB300a	TB300a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	99 %
Lävistysraudoitukset	12	12	12	8	8	8
Paalut	79,5 €	48,0 €	40,5 €	38,3 €	28,9 €	20,6 €
Laatta	48,2 €	49,9 €	47,7 €	40,6 €	40,7 €	38,5 €
Paaluhatut	3,1 €	1,9 €	3,0 €	3,0 €	2,7 €	3,2 €
Lävistysraudoitus	2,7 €	2,7 €	2,7 €	2,1 €	2,1 €	2,3 €
	<b>133,5 €</b>	<b>102,4 €</b>	<b>94,0 €</b>	<b>84,1 €</b>	<b>74,5 €</b>	<b>64,5 €</b>

**Taulukko 12.** Teräsbetoni-laatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 20kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=20\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä						
$L_{\text{keski}}$ [m]	4,24	3,97	3,90	3,94	3,85	3,38
Valittu laatan paksuus						
$h$ [mm]	142	132	137	128	127	114
Vahvistuksen paksuus						
$h_{\text{vah}}$	58	62	76	59	99	63
Paaluhatun koko						
$d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	693	689	558	717	650	546
Paalutyyppi	TB250b	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	75 %
Lävistysraudoitukset	10	8	8	8	8	6
Paalut	64,8 €	40,6 €	34,7 €	27,4 €	21,2 €	18,4 €
Laatta	44,5 €	41,2 €	42,0 €	40,5 €	40,1 €	35,9 €
Paaluhatut	2,2 €	2,4 €	1,3 €	2,7 €	2,1 €	1,6 €
Lävistysraudoitus	1,7 €	1,5 €	1,5 €	1,5 €	1,6 €	1,5 €
	<b>113,1 €</b>	<b>85,7 €</b>	<b>79,5 €</b>	<b>72,1 €</b>	<b>65,0 €</b>	<b>57,5 €</b>

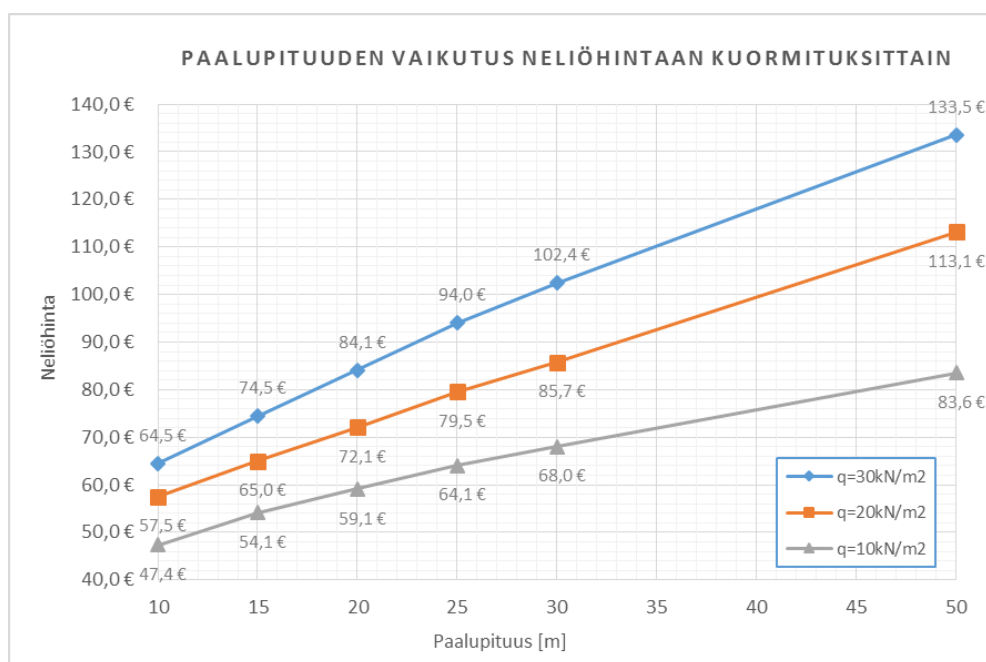
**Taulukko 13.** Teräsbetoni-laatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=10\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä						
$L_{\text{keski}}$ [m]	5,25	5,03	4,81	4,44	4,28	4,03
Valittu laatan paksuus						
$h$ [mm]	141	132	133	122	113	110
Vahvistuksen paksuus						
$h_{\text{vah}}$	52	67	78	31	64	37
Paaluhatun koko						
$d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	815	639	856	758	587	712
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	95 %	80 %	73 %	67 %	58 %
Lävistysraudoitukset	8	8	0	0	6	0
Paalut	38,5 €	24,9 €	23,1 €	21,3 €	17,2 €	13,0 €
Laatta	41,9 €	41,0 €	37,8 €	35,3 €	34,7 €	31,8 €
Paaluhatut	2,3 €	1,2 €	3,1 €	2,5 €	1,3 €	2,5 €
Lävistysraudoitus	0,9 €	0,9 €	- €	- €	0,9 €	- €
	<b>83,6 €</b>	<b>68,0 €</b>	<b>64,1 €</b>	<b>59,1 €</b>	<b>54,1 €</b>	<b>47,4 €</b>

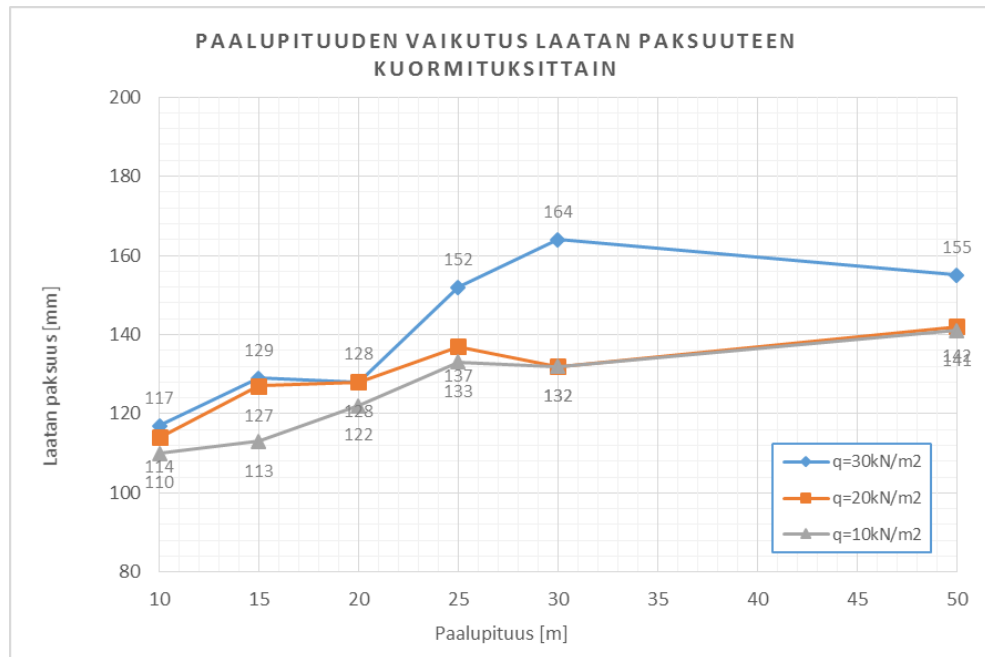
Kuvassa 41 laattarakenteen kustannukset muuttuvat kuitenkin lineaarisesti, mutta kuvaajista on vaikea nähdä laskennan epätarkkuuden vaikutusta. Iteroinnin aikana tietokone-laskenta ei välttämättä löydä todellista globaalia minimiä vaan iteroinnissa päädytään lokaaliin minimiarvoon. Tämä lokaali minimiarvo voi olla todella lähellä globaalia minimiä, joten kuvien 42–44 kuvaajat eivät välttämättä käytädy oletetulla tavalla.





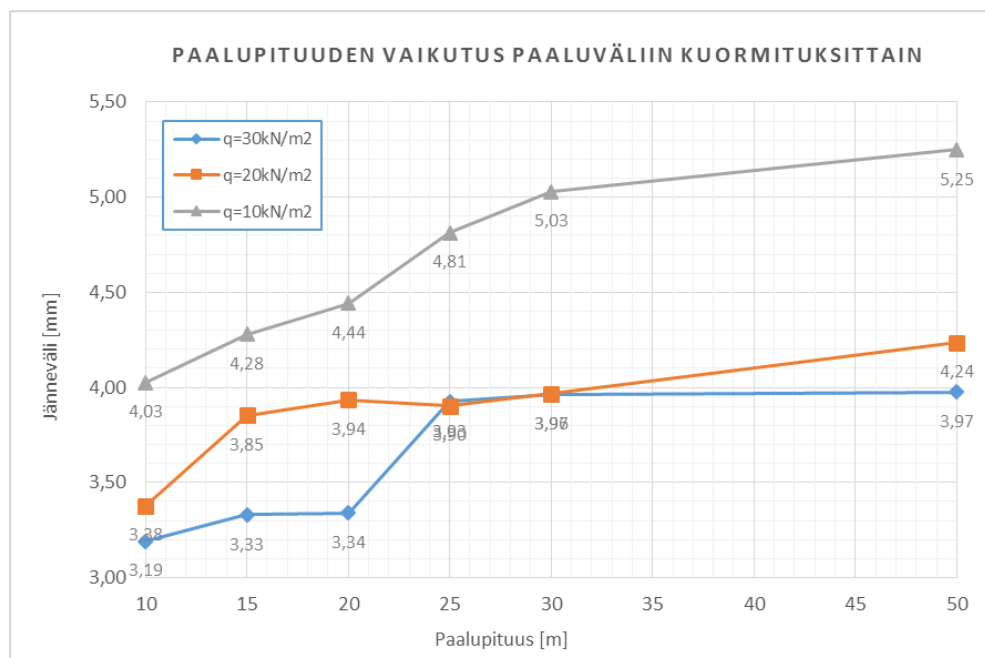
**Kuva 41.** Teräsbetonipaalulaatan kustannukset kuormituksittain

Tässä laskentatapauksessa on annettu laatan vahvistuksen, paaluhatu halkaisijan ja lävistysraudoituksen määräytyä vapaasti suunnittelumuuttujien raja-arvojen perusteella. Näiden kaikkien tehtävänä on yleensä parantaa laatan lävistyskestävyyttä, joten jokaista vahvistusmenetelmää ei toteutuksellisesti kannata käyttää laattarakenteessa. Kuvasta 42 ja taulukoista 11–13 voidaan havaita kuinka laatan paksuuteen vaikuttaa paaluhatu halkaisijan koko, lävistysraudoitukset ja laattavahvennoksen paksuus. Suuremmilla paaluhatuilla laattojen paksuudet ovat pienempiä sekä kuvassa 42 laatan paksuus ei käyttäydy lineaarisesti. Taulukoista 11–13 voidaan nähdä kuinka laattavahvennoksen paksuus vaihtelee hyvin epäloogisesti kuten myös paaluhatu halkaisijan mitta. Lisäksi myös jokaisessa laskentatapauksessa laatalle määräytyy erilaiset raudoitukset, jotka myös tekevät tämän luvun kuvien kuvaajista vaihtelevia. Laatan raudoituksien vaihtelut ovat pieniä, sillä lähes jokaisessa tapauksessa laatan raudoitukseksi määräytyy määritetty luvussa 6.1 esitetyn ylärajareunaehdon mukainen raudoitus. Näin ollen jokaisessa laskentatapauksessa laatan taivutuskestävyys ja lävistyskestävyys on hyödynnetty täysin.



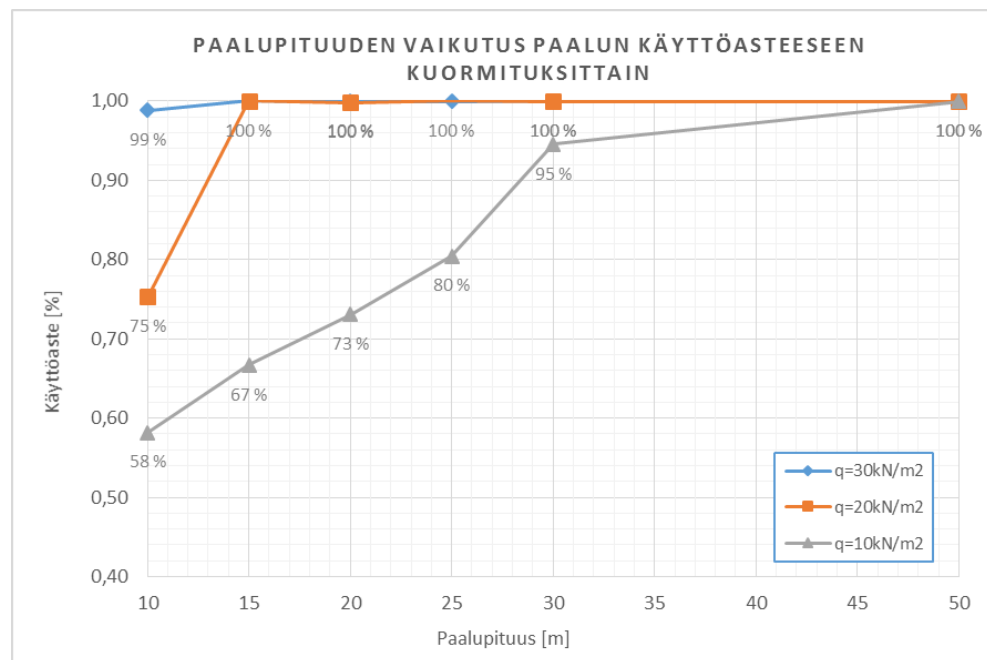
**Kuva 42.** Teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain

Taulukoista 11–13 voidaan havaita kuinka suurimmilla kuormituksilla ja suurimmilla paaluväleillä paalutyypiksi valittu kantokyvyltään parempi paalu. Suurimmilla paalupituuksilla paaluväli on suurempi, koska paalujen kustannukset ovat suurimmat ja muodostuvat määräävimäksi, kuten kuvasta 43 voidaan havaita.



**Kuva 43.** Teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paaluväliin kuormituksittain

Kuvasta 44 voidaan nähdä, että vasta pienillä kuormituksilla ja lyhimmillä paalupituuksilla paalunkäyttöastetta ei kannata hyödyntää kokonaan, vaan käyttöaste pienenee lähes lineaarisesti paalupituuden pienentyessä.



**Kuva 44.** Teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paalun käyttöasteeseen kuormituksittain

## 7.2 Optimaalinen raudoittamaton teräskuitubetonipaalulaatta

Teräskuitubetonipaalulaatan tapauksessa on tutkittu raudoittamatonta kuitubetonilaattaa, jossa optimaalisin laattarakenne muodostuu laskennallisesti. Optimaalisimpien teräskuitubetonipaalulaattojen tapauksessa millekään suunnittelumuuttujalle ei ole asetettu vakioarvoja, vaan jokainen suunnittelumuuttuja on määräytynyt suunnittelumuuttujan omien reunaehtojen perusteella. Taulukoihin 14–16 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 14.** Raudoittamattoman teräskuitubetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 30kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=30\text{kN/m}^2$$

<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
Paaluväli keskellä $L_{\text{keski}}$ [m]	3,94	3,95	3,32	3,33	3,32	3,16
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	181	182	149	143	147	138
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	907	905	780	826	795	783
Paalutyyppi	TB300a	TB300a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	91 %
Paalut	81 €	48 €	49 €	39 €	29 €	21 €
Laatta	46 €	47 €	38 €	37 €	38 €	36 €
Paaluhatut	6 €	6 €	5 €	6 €	5 €	6 €
	<b>133 €</b>	<b>101 €</b>	<b>92 €</b>	<b>82 €</b>	<b>72 €</b>	<b>63 €</b>

**Taulukko 15.** Raudoittamattoman teräskuitubetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 20kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=20\text{kN/m}^2$$

<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
Paaluväli keskellä $L_{\text{keski}}$ [m]	4,64	3,96	3,98	3,84	3,60	3,54
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	190	157	151	138	128	124
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	865	720	764	821	754	756
Paalutyyppi	TB300a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	95 %	80 %	77 %
Paalut	58 €	41 €	34 €	29 €	25 €	17 €
Laatta	48 €	40 €	39 €	35 €	33 €	32 €
Paaluhatut	4 €	3 €	3 €	4 €	4 €	4 €
Paalun käyttöaste	<b>110 €</b>	<b>84 €</b>	<b>76 €</b>	<b>69 €</b>	<b>62 €</b>	<b>53 €</b>

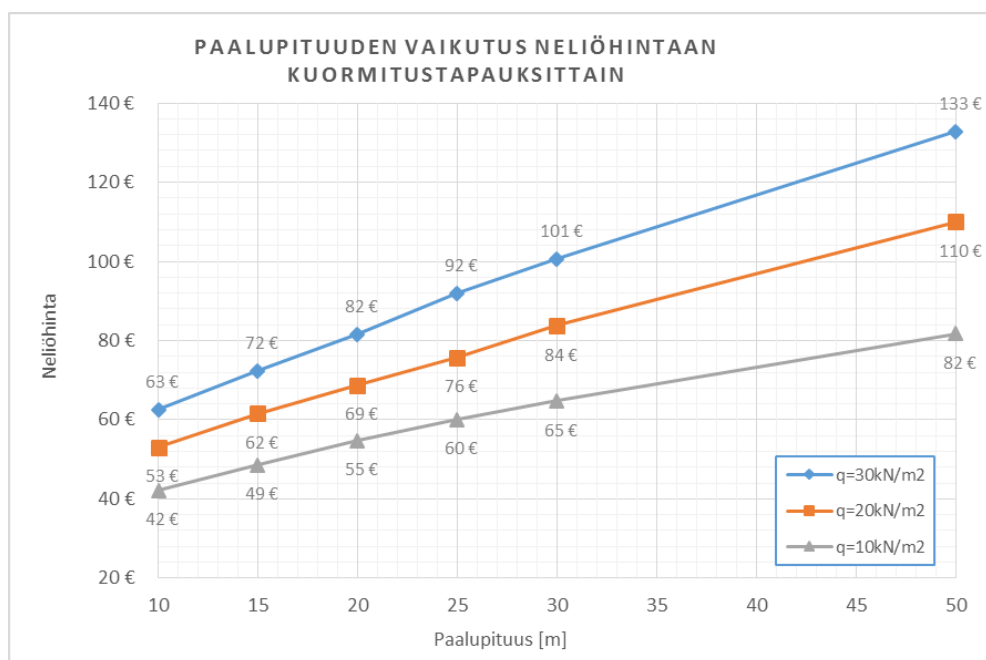
**Taulukko 16.** Raudoittamattoman teräskuitubetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=10\text{kN/m}^2$$

<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
Paaluväli keskellä $L_{\text{keski}}$ [m]	5,17	4,69	4,57	4,28	4,23	4,11
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	156	133	129	116	111	106
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	805	750	712	679	728	718
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	83 %	77 %	65 %	65 %	60 %
Paalut	40 €	29 €	25 €	23 €	18 €	12 €
Laatta	40 €	34 €	33 €	30 €	28 €	27 €
Paaluhatut	2 €	2 €	2 €	2 €	2 €	3 €
	<b>82 €</b>	<b>65 €</b>	<b>60 €</b>	<b>55 €</b>	<b>49 €</b>	<b>42 €</b>

Taulukoista 14–16 voidaan havaita optimaalisimmaksi luvun 4.1.4. mukainen *paaluhattulaatta*. Suurimmilla paalupituuksilla ja kuormituksilla paaluhatun halkaisijan on taloudellisinta olla noin 900mm, jolloin laatan paksuus ei kasva liian suureksi. Vaikka paalupituus lyhenisikin, niin kustannustehokkainta on käyttää kohtalaisen suuria paaluhattuja. Lyhimmilläkin paaluilla ja pienilläkin kuormituksilla paaluhatun halkaisijan on taloudellisinta olla noin 700mm. Paaluhattujen halkaisijan on annettu laskennassa muuttua vapaasti raja-arvojen alueella, joten paaluhattujen halkaisijat eivät ole käytännöllisiä toteutettavaksi. Paaluhattujen halkaisijat kannattaisi pitää käytännön kannalta 50mm kerrannaisina. Kyseisistä taulukoista voidaan havaita, että paaluhatun kohdalla laatan vahvistuksen paksuuden on oltava aina 50mm, jotta paaluhatun yläreuna ei olisi laatan kanssa samassa tasossa ja laatta ei kiinnittyisi paaluhatun reunoihin.

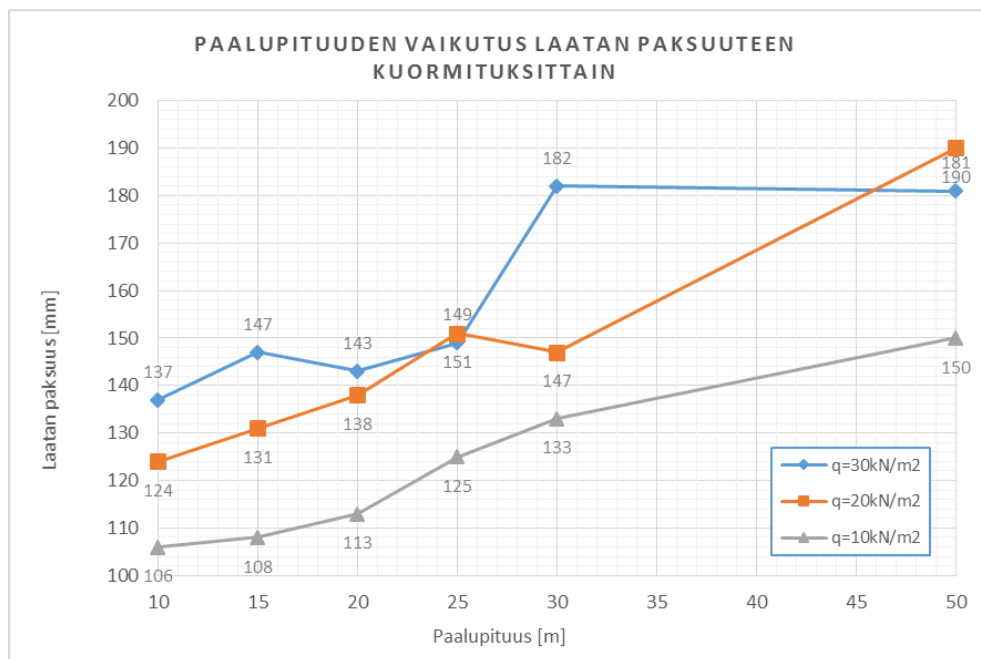
Kuvan 45 perusteella paalupituuden pienentyessä kustannuserot pienenevät kuormitustapauksien välillä. Kustannuksilla on kuitenkin selkeä lineaarinen käyttäytyminen, joten laskentatuloksien voidaan olettaa olevan kelpoisia. Esimerkiksi kuviin 45–48 merkittävimmät lineaarisuudesta poikkeava muutokset aiheutuvat paalutyypin ja paaluhatun kokojen vaihteluista, joilla on merkittävä vaikutus paaluväliin ja laatan paksuuteen. Mutta laskelmat sisältävät selvästi epätarkkuutta, johtuen käytetystä laskenta-ajasta.



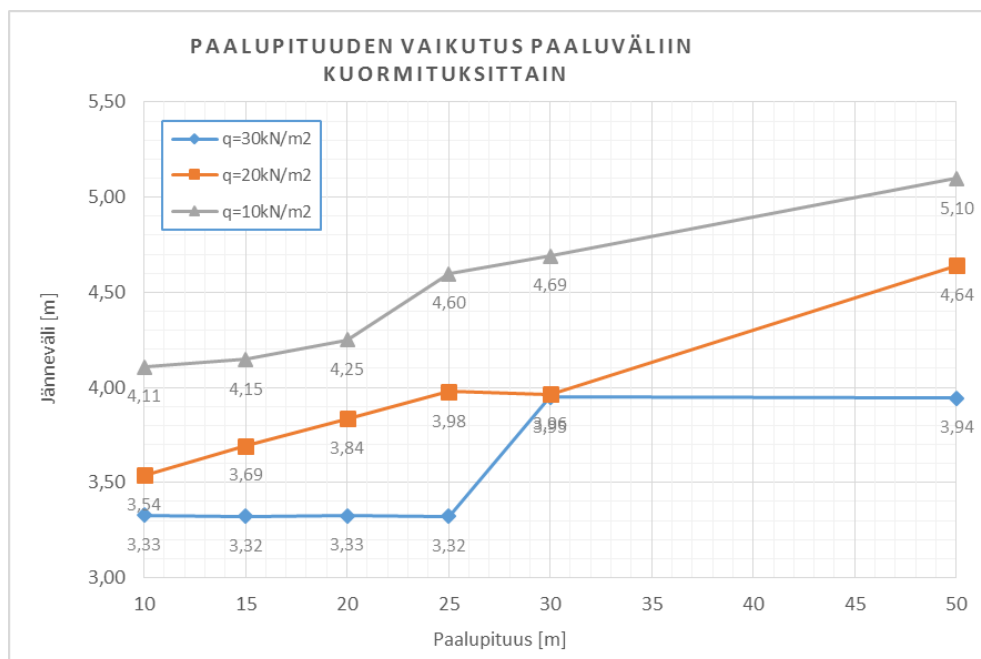
**Kuva 45.** Teräskuitubetonipaalulaatan kustannukset kuormituksittain

Paalupituudella on osittain lineaarinen vaikutus laatan paksuuteen ja paaluväliin. Paaluväli ja laatan paksuus muuttuvat oletetusti samassa suhteessa. Pienimmillä paalupituuksilla on taloudellisinta lyhentää paaluvälejä niin, että laatan paksuuden vaikutuksesta laatan kustannukset eivät muuttuisi liian suuriksi. Pienimmillä paalupituuksilla ja pienimmillä kuormituksilla paalun kapasiteettia jää käyttämättä

todella paljon, mutta kuitenkin ei ole kannattavaa pyrkiä pienillä paalupituuksilla saamaan paalun käyttöastetta maksimiin. Taulukon 16 neliöhintojen perusteella voidaan todeta, että paalun käyttöasteen puolittaminen pienimmällä kuormituksella ja pienimmällä paalupituudella halventaa laatan neliöhintaa noin 5-6 €/m<sup>2</sup>. Tapausta on verrattu tapaukseen, jossa paalun kapasiteetti olisi hyödynnetty täysin ja laatan paksuus määräytyisi paaluvälin mukaan, jollainen on kuormitustapauksessa 10kN/m<sup>2</sup>, kun paalupituus on 50m. Esimerkiksi noin 5000m<sup>2</sup> hallin lattiassa kustannusvaikutus on noin 25000-30000 €.

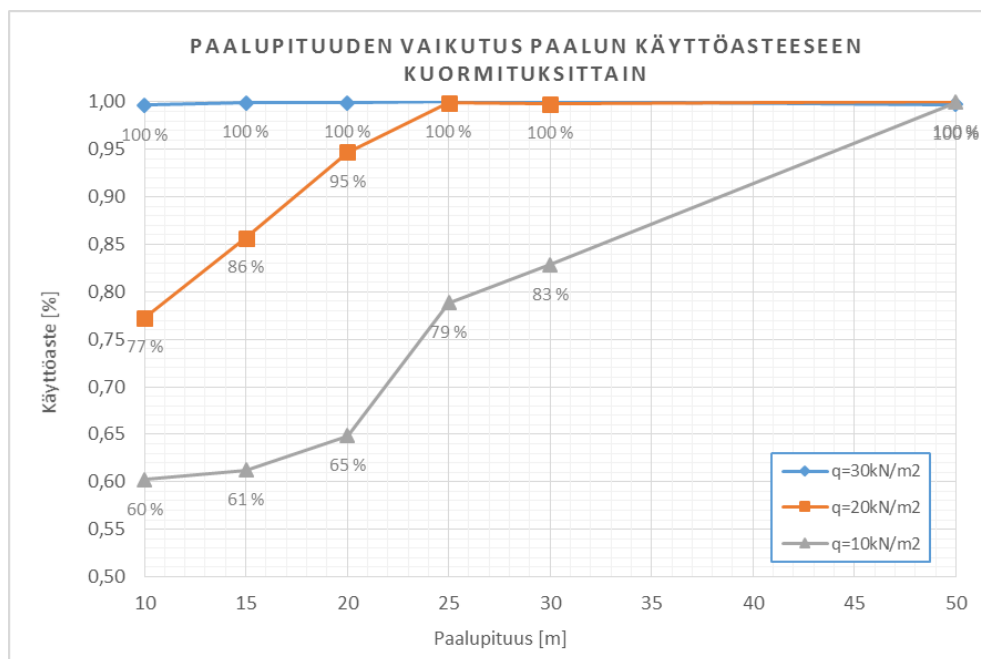


**Kuva 46.** Teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain



**Kuva 47.** Teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paaluväliin kuormituksittain

Suurimmilla paalupituuksilla on kannattavinta käyttää TB300a paaluja suuremman kantokyvyn vuoksi. Tällöin paaluvälit saadaan pidettyä suurempina, mutta laatan paksuudet sen sijaan kasvavat suuremmiksi. Paalun kapasiteetti saadaan hyödynnettyä täysin lähes kaikilla paalupituuksilla, mutta kuten taulukosta 16 ja kuvasta 48 voidaan todeta, 10 metrin paalupituudella paalun kapasiteettia ei ole hyödyllistä käyttää kokonaan. Näin ollen paaluväliä on pienennettävä, koska muuten laatan paksuus muuttuisi epätaloudellisen suureksi. Kuormituksen pienentyessä paalun käyttöaste pienenee selvästi ja laatan kustannukset muuttuvat mitoittavaksi. Tällöin myös paalujen dimensiot on pidettävä pieninä, kun paalut eivät tarvitse suurta kapasiteettia. Kuvasta 48 voidaan nähdä selvästi paalun käyttöasteen käyttäytyminen paalupituuksittain ja kuormituksittain.



**Kuva 48.** Teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paalun käyttöasteeseen kuormituksittain

## 7.3 Laattavahvennettu teräsbetonipaalulaatta

### 7.3.1 Laattavahvennoksen paksuuden vaikutus kustannuksiin

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka suunnittelumuuttujista laatan vahvennoksen paksuus vaikuttaa paalulaattarakenteen kustannuksiin, kun paalupituus on vakioitu 20 metrin arvoon. Todellisuudessa eri paalupituuksilla on todennäköisesti eri optimaaliset vahvistuksien paksuudet, mutta rajallisen laskenta-ajan vuoksi niitä ei tässä selvitetä. Jokaisessa laskentatapauksessa laatan vahvennoksen paksuus asetetaan vakioksi, mutta jokaisessa tapauksessa laattavahvennoksen paksuus on eri. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on poistettu käytöstä paaluhatut sekä lävistysraudoitukset.

Taulukoissa 17–19 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri laattavahvennoksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.



**Taulukko 17.** Lävistysraudoitetun teräsbetoni-laattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 30kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

q=30kN/m<sup>2</sup>

Vahvistuksen paksuus	$h_{vahv}$ [mm]	0	50	75	100	125	150	175	200
Paaluväli keskellä	$L_{keski}$ [m]	2,80	2,73	2,70	2,77	2,93	3,01	3,15	3,28
Valittu laatan paksuus	$h$ [mm]	299	233	198	183	183	169	169	165
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste		77 %	71 %	68 %	71 %	79 %	83 %	91 %	98 %
Paalut		54,5 €	57,3 €	58,8 €	55,7 €	50,0 €	47,4 €	43,1 €	39,9 €
Laatta		71,6 €	55,7 €	47,5 €	45,4 €	46,5 €	45,0 €	46,3 €	47,7 €
		<b>126,2 €</b>	<b>112,9 €</b>	<b>106,3 €</b>	<b>101,0 €</b>	<b>96,5 €</b>	<b>92,4 €</b>	<b>89,4 €</b>	<b>87,5 €</b>

**Taulukko 18.** Lävistysraudoitetun teräsbetoni-laattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 20kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

q=20kN/m<sup>2</sup>

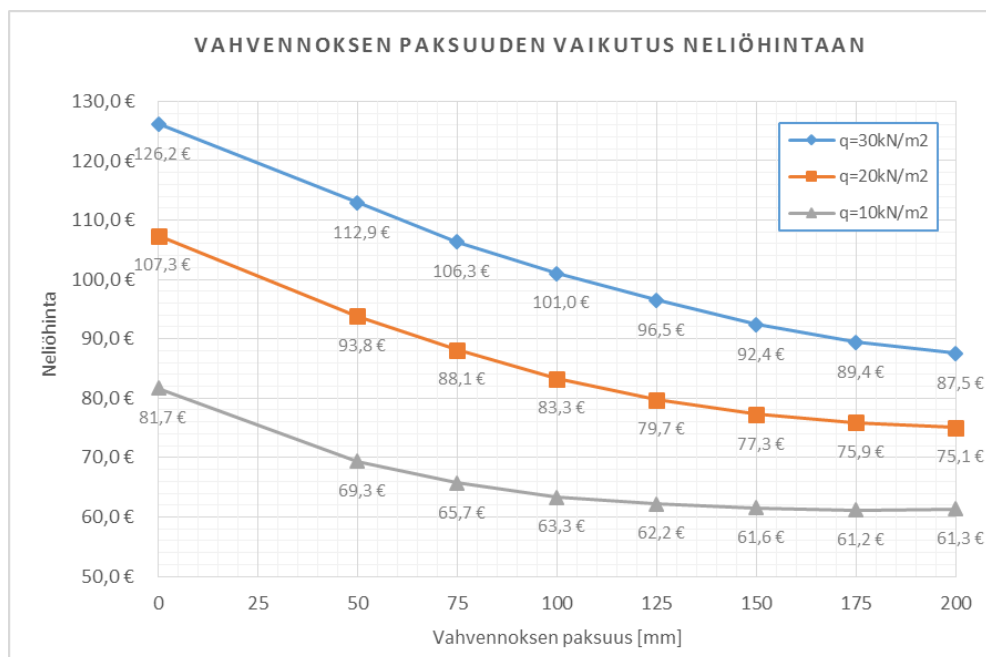
Vahvistuksen paksuus	$h_{vahv}$ [mm]	0	50	75	100	125	150	175	200
Paaluväli keskellä	$L_{keski}$ [m]	2,87	3,03	3,06	3,16	3,34	3,51	3,70	3,89
Valittu laatan paksuus	$h$ [mm]	233	198	172	158	157	153	159	157
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste		56 %	60 %	60 %	64 %	71 %	78 %	88 %	96 %
Paalut		51,8 €	46,5 €	45,8 €	42,8 €	38,2 €	34,8 €	31,2 €	28,3 €
Laatta		55,5 €	47,3 €	42,4 €	40,5 €	41,5 €	42,5 €	44,8 €	46,7 €
		<b>107,3 €</b>	<b>93,8 €</b>	<b>88,1 €</b>	<b>83,3 €</b>	<b>79,7 €</b>	<b>77,3 €</b>	<b>75,9 €</b>	<b>75,1 €</b>

**Taulukko 19.** Lävistysraudoitetun teräsbetoni-laattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

q=10kN/m<sup>2</sup>

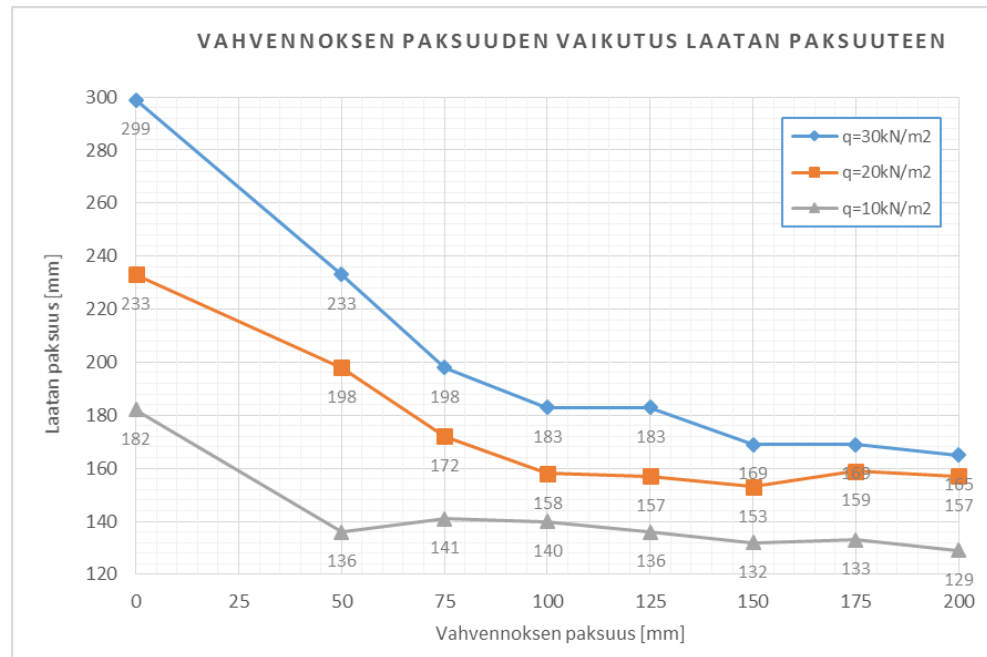
Vahvistuksen paksuus	$h_{vahv}$ [mm]	0	50	75	100	125	150	175	200
Paaluväli keskellä	$L_{keski}$ [m]	3,34	3,49	3,82	4,05	4,16	4,30	4,42	4,35
Valittu laatan paksuus	$h$ [mm]	182	136	141	140	136	132	133	129
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste		41 %	42 %	51 %	57 %	61 %	65 %	72 %	70 %
Paalut		38,5 €	35,0 €	29,3 €	26,1 €	24,6 €	23,1 €	21,6 €	22,2 €
Laatta		43,2 €	34,3 €	36,4 €	37,2 €	37,6 €	38,5 €	39,6 €	39,2 €
		<b>81,7 €</b>	<b>69,3 €</b>	<b>65,7 €</b>	<b>63,3 €</b>	<b>62,2 €</b>	<b>61,6 €</b>	<b>61,2 €</b>	<b>61,3 €</b>

Kuvasta 49 voidaan havaita, että suurimmilla kuormituksilla vahvennoksen optimaalisin paksuus on yli 200mm. Tällainen paksuus on käytännön kannalta vaikea toteuttaa. Myös 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella laatan vahvennoksen paksuus on toteutuksen kannalta liian suuri, kun vahvennoksen paksuus on optimaalisin noin 175mm vahvuksena.



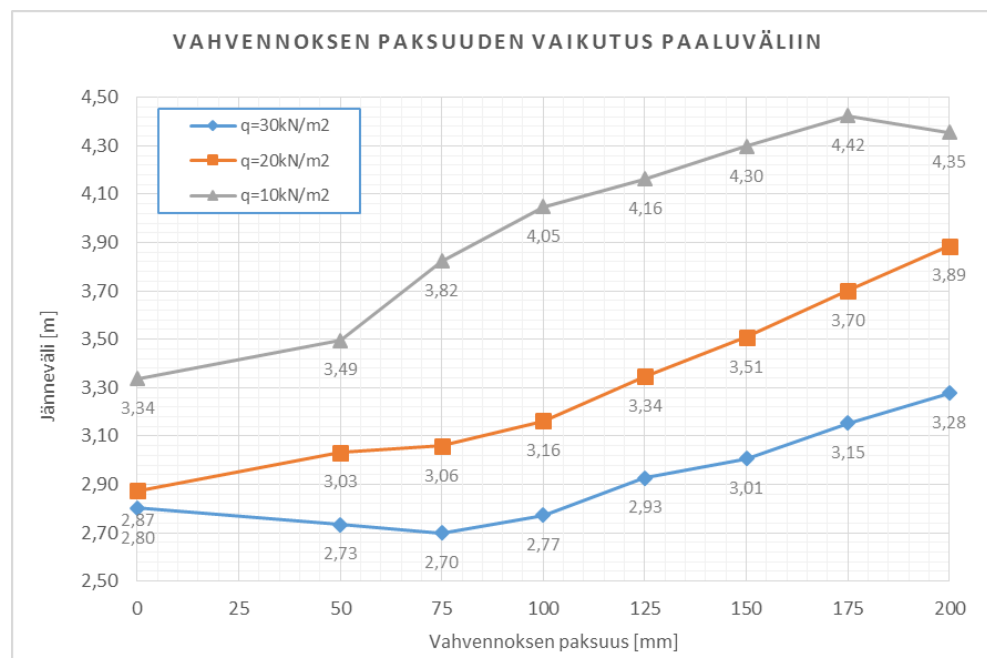
**Kuva 49.** Laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan neliökustannukset kuormituksittain eripaksuisilla laattavahvennoksilla

Kun vahvennoksen paksuus on pieni, voidaan kuvan 50 perusteella todeta, että laatan paksuus kasvaa tarpeettoman suureksi kustannuksien kannalta. Suurimmilla kuormituksilla laatan paksuuntuessa laatan minimiraudoitus muuttuu raudoituksien kannalta määrääväksi, joka lisää ylimääräisiä kustannuksia. Kun minimiraudoitus muuttuu määrääväksi, voidaan kuvan 51 perusteella havaita  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksen paaluvälin kuvaajassa kuinka paaluväli suurenee vahvennoksen pienentyessä. Joka tapauksessa laatan paksuuden määrää laatan lävistyskestävyys.

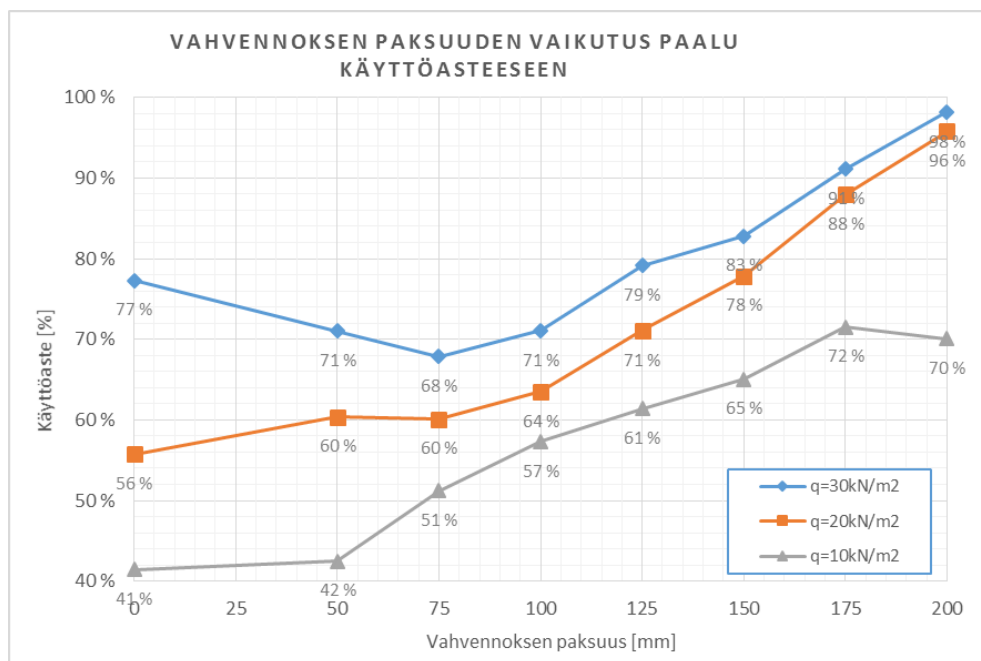


**Kuva 50.** Laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan vahvennoksen paksuuden vaikutus laatan paksuuteen

Kuvan 51 perusteella vahvistuksen paksuudella on selvä vaikutus paaluväliin lukuun ottamatta  $30\text{kN/m}^2$  kuormitusta vahvennoksen pienentyessä. Paaluväli ja paalun käyttöaste pienenevät vahvennoksen pienentyessä. Paalun käyttöasteen käyttäytyminen vahvistuksen muuttuessa on esitetty kuvassa 52.



**Kuva 51.** Laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan vahvennoksen paksuuden vaikutus paaluväliin



**Kuva 52.** Laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan vahvennoksen paksuuden vaikutus paalun käyttöasteeseen

### 7.3.2 Optimoidut laattavahvennetut teräsbetonipaalulaatat

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka paalupituus vaikuttaa laattavahvennetun teräsbetonipaalulaattarakenteen kustannuksiin. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on poistettu käytöstä myös paaluhatut sekä lävistysraudoitukset.

Vahvistuksen paksuudeksi on jouduttu valitsemaan *100mm*, koska optimaalisin vahvistuksen paksuus kuormituksittain on lähes *200mm* tai enemmän. Yli *150mm* vahvistuksien paksuudet eivät olisi vertailukelpoisia muihin laskelmiin verrattuna, sillä yli *150mm* vahvistukset eivät ole käytännössä enää mahdollisia toteuttaa. Yleensä vahvistuksen paksuus on lattian lämmöneristekerroksen paksuinen, koska se on helppo ja mahdollinen toteuttaa. Suurten ja laajojen varastorakennuksien tapauksissa yli *150mm* eristekerrokset ovat tarpeettomia, koska lämmöneristekerroksen paksuudeksi riittää noin *100mm*.

Taulukoihin 20–22 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 20.** Laattavahvennetun teräsbetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 30kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=30\text{kN/m}^2$$

<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Paaluväli keskellä</b>						
$L_{\text{keski}}$ [m]	3,21	2,96	2,92	2,77	2,66	2,59
<b>Valittu laatan paksuus</b>						
$h$ [mm]	270	218	210	183	162	153
<b>Vahvistuksen paksuus</b>						
$h_{\text{vahv}}$	100	100	100	100	100	100
<b>Paalutyyppi</b>	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
<b>Paalut</b>	104 €	73 €	63 €	56 €	45 €	32 €
<b>Laatta</b>	66 €	53 €	51 €	45 €	41 €	39 €
	<b>170 €</b>	<b>126 €</b>	<b>114 €</b>	<b>101 €</b>	<b>87 €</b>	<b>71 €</b>

**Taulukko 21.** Laattavahvennetun teräsbetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 20kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=20\text{kN/m}^2$$

<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Paaluväli keskellä</b>						
$L_{\text{keski}}$ [m]	3,61	3,41	3,28	3,16	3,07	3,01
<b>Valittu laatan paksuus</b>						
$h$ [mm]	233	199	176	158	145	140
<b>Vahvistuksen paksuus</b>						
$h_{\text{vahv}}$	100	100	100	100	100	100
<b>Paalutyyppi</b>	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
<b>Paalut</b>	82 €	55 €	50 €	43 €	34 €	24 €
<b>Laatta</b>	56 €	49 €	44 €	40 €	38 €	37 €
	<b>138 €</b>	<b>104 €</b>	<b>94 €</b>	<b>83 €</b>	<b>72 €</b>	<b>61 €</b>

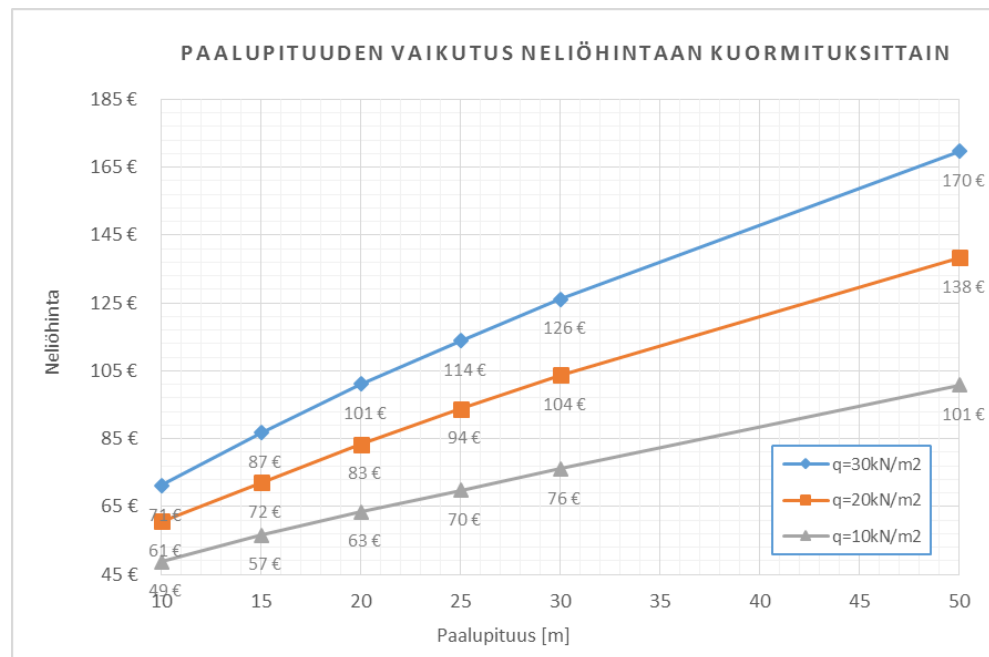
**Taulukko 22.** Laattavahvennetun teräsbetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$$q=10\text{kN/m}^2$$

<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Paaluväli keskellä</b>						
$L_{\text{keski}}$ [m]	4,25	4,13	4,10	4,04	3,87	3,48
<b>Valittu laatan paksuus</b>						
$h$ [mm]	163	146	144	140	129	109
<b>Vahvistuksen paksuus</b>						
$h_{\text{vahv}}$	100	100	100	100	100	100
<b>Paalutyyppi</b>	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
<b>Paalut</b>	59 €	38 €	32 €	26 €	21 €	18 €
<b>Laatta</b>	42 €	38 €	38 €	37 €	35 €	31 €
	<b>101 €</b>	<b>76 €</b>	<b>70 €</b>	<b>63 €</b>	<b>57 €</b>	<b>49 €</b>

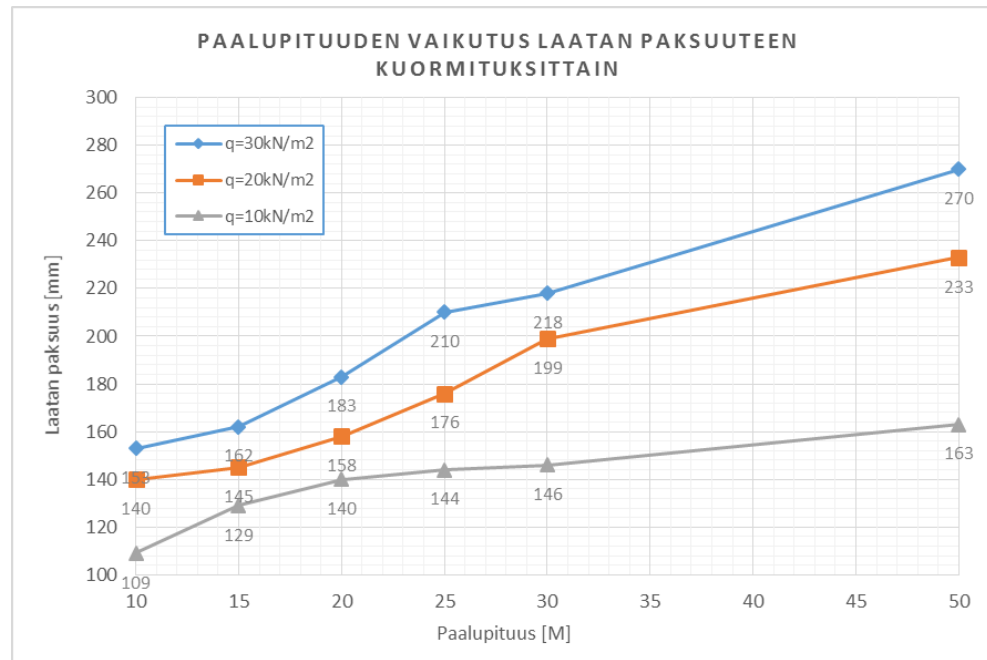
Taulukoiden perusteella voidaan nähdä, että optimaalisin paalutyyppi on joka tapauksessa TB250a. Vaikka paalujen käyttöasteita ei ole esitettykään taulukoissa, paalujen käyttöasteet ovat jokaisessa tapauksessa selvästi alle 100 %, joka selittää paalutyyppin valinnan.

Kuvan 53 perusteella paalupituuden pienentyessä kustannuserot pienenevät kuormitustapauksien välillä. Kustannuksilla on kuitenkin selvä lineaarinen käyttäytyminen, joten laskentatuloksien voidaan olettaa olevan kelpoisia.

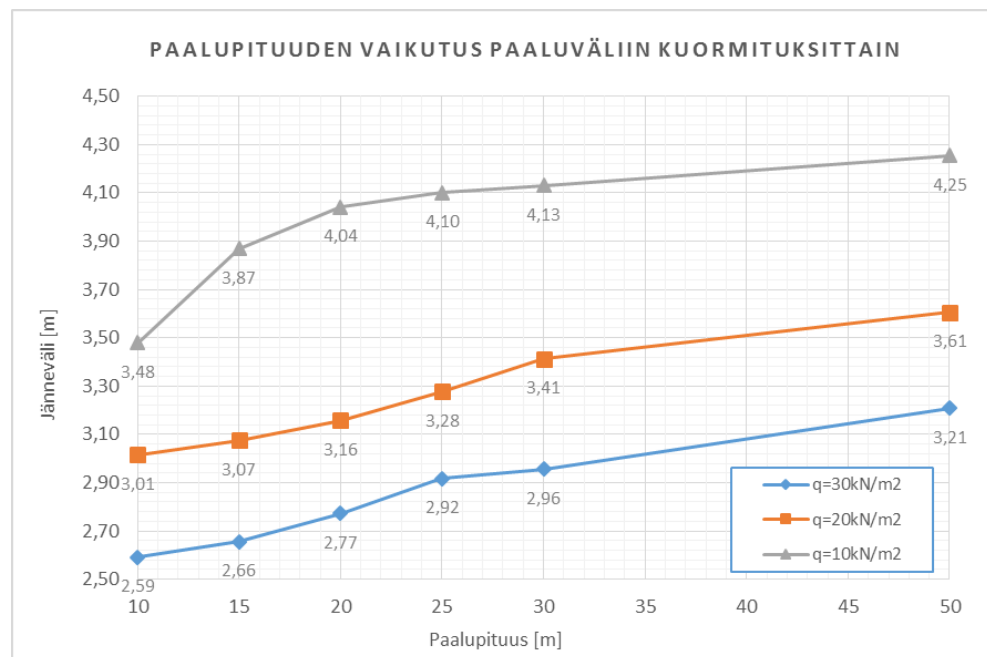


**Kuva 53.** Laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan neliökustannukset kuormituksittain

Kuvien 54-55 perusteella voidaan havaita, että laatan paksuus ja paaluväli kasvavat paalupituuden pidentyessä. Kuitenkin jokaisella kuormituksella käyttäytyminen poikkeaa toisistaan tuntemattomasta syystä. Käyttäytymistä voitaisiin tutkia paremmin ja luotettavammin, jos laskentaväliä tihennettäisiin. Esimerkiksi 30 metrin ja 50 metrin paalupituuksien välillä laatan paksuuden ja paaluvälin käyttäytymistä ei tunneta lainkaan. On kuitenkin huomioitava, että raudoitukset saattavat poiketa eri tapauksissa, joka osaltaan voi selittää erojen syntymiset. Myös minimiraudoituksien ja kuormituksien vaikutukset voivat osaltaan selittää kuvaajien käyttäytymiset.



**Kuva 54.** Laattavahvennetun teräsbetoni-paalulaatan paalupituuden vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain



**Kuva 55.** Laattavahvennetun teräsbetoni-paalulaatan paalupituuden vaikutus paaluväliin kuormituksittain

## 7.4 Laattavahvennettu ja lävistysraudoitettu teräsbetonipaalu-laatta

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka paalupituus vaikuttaa paalulaattarakenteen kustannuksiin, kun laskentaan lisätään lävistysraudoitus suunnittelumuuttujaksi. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on poistettu käytöstä myös paaluhatut.

Suunnittelumuuttujista vahvennoksen paksuus on jouduttu asettamaan vakioarvoon  $100\text{mm}$ , jotta tuloksista saataisiin vertailukelpoisia edellisten lukujen tuloksiin ja kustannuksien käyttäytymistä voidaan analysoida paremmin, kun epätarkkuutta aiheuttava suunnittelumuuttuja saadaan eliminoidua.

Taulukoihin 23–25 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 23.** Laattavahvennetun ja lävistysraudoitetun teräsbetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella

$$q=30\text{kN/m}^2$$

<b>Paaluväli keskellä</b>	<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Valittu laatan paksuus</b>	$L_{\text{keski}}$ [m]	3,86	3,84	3,85	3,51	3,25	3,13
<b>Vahvistuksen paksuus</b>	$h$ [mm]	174	174	173	158	146	136
<b>Paalutyyppi</b>	$h_{\text{vah}}$	100	100	100	100	100	100
<b>Paalun käyttöaste</b>		TB300a	TB300a	TB300a	TB250b	TB250a	TB250a
		95 %	95 %	95 %	100 %	100 %	91 %

<b>Lävistysraudoitukset</b>		6	6	6	5	5	4
<b>Paalut</b>		85 €	51 €	42 €	38 €	30 €	22 €
<b>Laatta</b>		53 €	53 €	53 €	49 €	45 €	43 €
<b>Lävistysraudoitus</b>		3 €	3 €	3 €	2 €	3 €	2 €
		<b>141 €</b>	<b>107 €</b>	<b>98 €</b>	<b>89 €</b>	<b>78 €</b>	<b>67 €</b>

**Taulukko 24.** Laattavahvennetun ja lävistysraudoitetun teräsbetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $20\text{kN/m}^2$  kuormituksella

$$q=20\text{kN/m}^2$$

<b>Paaluväli keskellä</b>	<b>Paalupituus [m]</b>	<b>50</b>	<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>
<b>Valittu laatan paksuus</b>	$L_{\text{keski}}$ [m]	4,60	3,97	3,95	3,92	3,68	3,28
<b>Vahvistuksen paksuus</b>	$h$ [mm]	189	154	153	151	143	121
<b>Paalutyyppi</b>	$h_{\text{vah}}$	100	100	100	100	100	100
<b>Paalun käyttöaste</b>		TB300a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
		96 %	100 %	100 %	99 %	91 %	70 %

<b>Lävistysraudoitukset</b>		6	5	5	5	4	3
<b>Paalut</b>		60 €	41 €	34 €	28 €	23 €	20 €
<b>Laatta</b>		54 €	46 €	46 €	46 €	43 €	38 €
<b>Lävistysraudoitus</b>		2 €	2 €	2 €	2 €	2 €	2 €
		<b>116 €</b>	<b>89 €</b>	<b>82 €</b>	<b>76 €</b>	<b>68 €</b>	<b>59 €</b>



**Taulukko 25.** Laattavahvennetun ja lävistysraudoitetun teräsbetonilaattarakenteen optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella

$q=10\text{kN/m}^2$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
$L_{\text{keski}}$ [m]	5,26	4,77	4,71	4,38	4,36	3,70
$h$ [mm]	158	139	136	124	123	101
$h_{\text{vah}}$	100	100	100	100	100	100
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	82 %	81 %	70 %	70 %	49 %

Lävistysraudoitukset

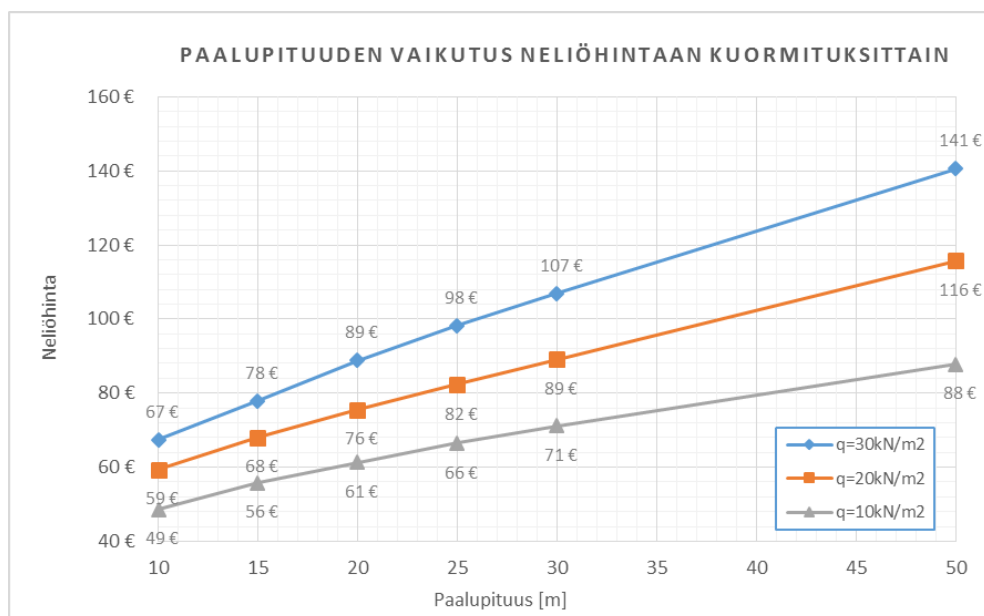
Paalut

Laatta

Lävistysraudoitus

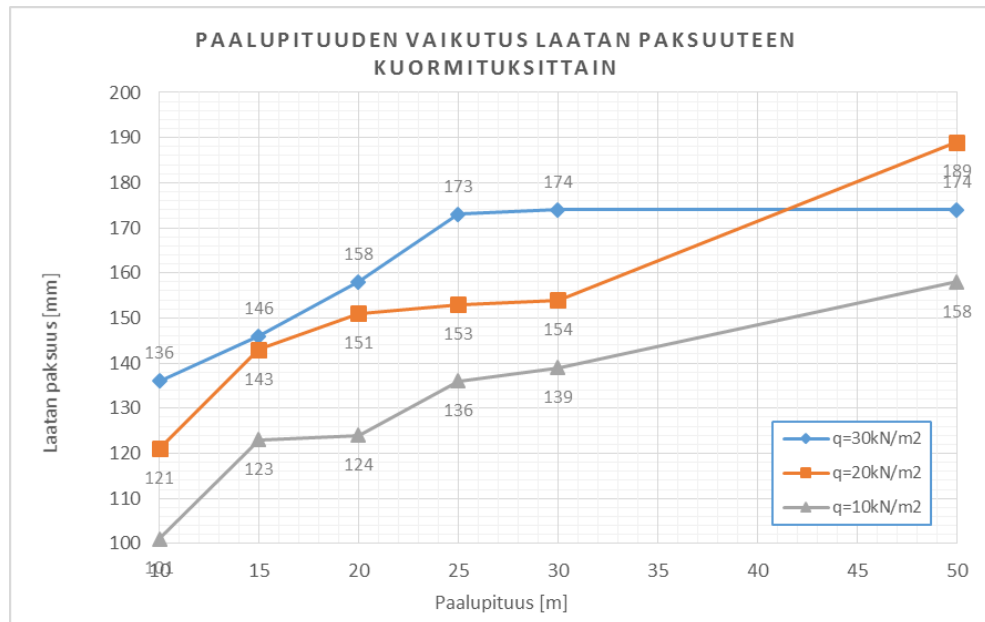
5	4	4	3	3	2
39 €	28 €	24 €	22 €	17 €	15 €
47 €	42 €	42 €	38 €	38 €	32 €
2 €	1 €	1 €	1 €	1 €	1 €
<b>88 €</b>	<b>71 €</b>	<b>66 €</b>	<b>61 €</b>	<b>56 €</b>	<b>49 €</b>

Taulukoista 23–25 nähdään, että suurimmilla paalupituuksilla paaluiksi valituu kuormituskapasiteetiltaan parempi paalu, jolloin paaluväli ja laatan paksuus kasvavat osittain suhteessa paalun kapasiteettiin. Paaluvälin kasvaessa laatan paksuus kasvaa laatan kestävyuden mukaan. Kyseisistä taulukoista nähdään myös, että jokaisessa kuormitustapauksessa suurimmilla paalupituuksilla lävistysraudoitteiden määrä on suurin. Pienimmillä paalupituuksilla ei ole hyödyllistä hyödyntää koko paalun käyttöastetta vaan pienentää paaluväliä, ettei laatan paksuus ja kustannukset kasva liian suuriksi. Kuvaan 56 on esitetty lävistysraudoitetun lattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus neliökustannuksiin kuormituksittain, josta voidaan selvästi havaita kustannuksien lineaarinen käyttäytyminen.

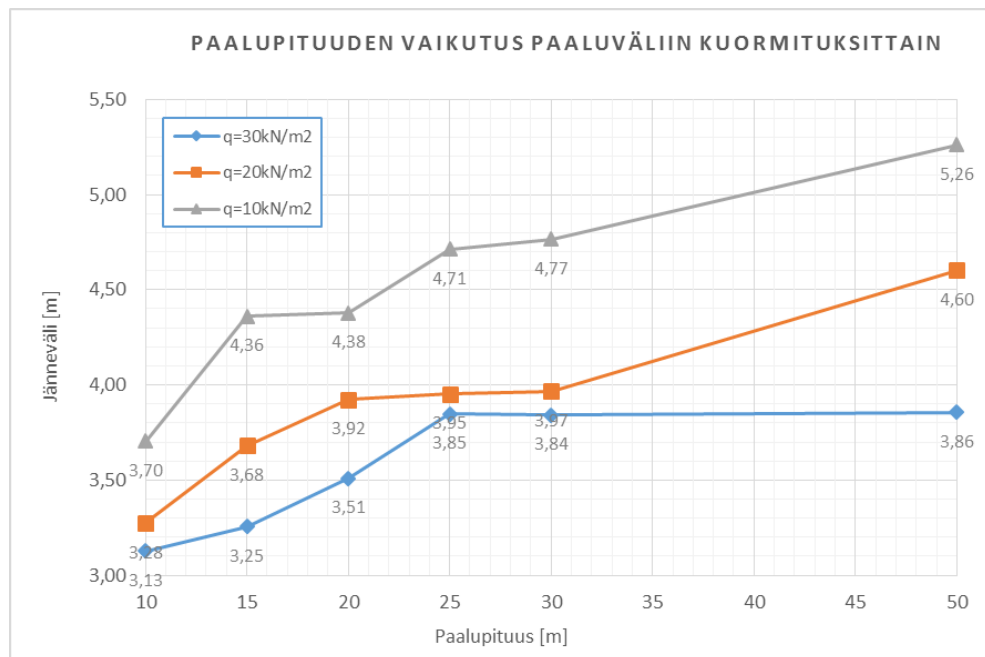


**Kuva 56.** Lävistysraudoitetun laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus neliökustannuksiin kuormituksittain

Kuvista 57 ja 58 voidaan havaita, että laatan paksuus ja paaluväli muuttuvat toistensa suhteessa. Kuvissa 57 ja 58 kuvaajien porrasmaisen käyttäytymisen aiheuttaa lävistysraudoituksen vaikutus. Jokaisessa tapauksessa laatan lävistyskestävyys on 100 % ja jokainen lisätty lävistysraudoite parantaa lävistyskestävyyttä portaittain. Lävistysraudoitteilla saadaan vähennettyä laatan paksuuden tarpeetonta kasvattamista ja paaluväliä saadaan myös osittain suuremmaksi paremman lävistyskestävyyden vuoksi.



**Kuva 57.** Lävistysraudoitetun laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain



**Kuva 58.** Lävistysraudoitetun laattavahvennetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paaluväliin kuormituksittain

## 7.5 Paaluhatuin vahvistettu teräsbetonipaalulaatta

### 7.5.1 Paaluhatun halkaisijan vaikutus kustannuksiin

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka paaluhatun koko vaikuttaa paalulaattarakenteen kustannuksiin, kun paalupituus on vakioitu  $20m$  arvoon. Tämän avulla pyritään löytämään taloudellisin paaluhatun halkaisija kuormituksittain. Todellisuudessa eri paalupituuksilla on todennäköisesti erilaiset optimaaliset paaluhatut, mutta rajallisen laskenta-ajan vuoksi niitä ei tässä selvitetä. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on poistettu käytöstä ainoastaan lävistysraudoitukset, joilla ei tässä tapauksessa ole merkitystä.

Laattavahvennoksen paksuus on vakioitu arvoon  $50mm$ . Paaluhatuin vahvistetuissa laatoissa tämä on niin sanottu normaalikäytäntö, jolloin vahvistuksen kohdalla laatan paksuus on  $50mm$  suurempi kuin muualla laatussa.

Taulukkoon 26 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 26** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot kustannukset 10, 20 ja  $30kN/m^2$  kuormituksilla eri paaluhatun halkaisijoilla.

$q=30kN/m^2$

Paaluhatun halkaisija	$d_{paaluhattu}$ [mm]	350	400	500	600	700	800	900	950	1000	1050	1100
Paaluväli keskellä	$l_{keski}$ [m]	2,73	2,88	2,97	3,21	3,28	3,29	3,31	3,32	3,32	3,33	3,32
Valittu laatan paksuus	$h$ [mm]	233	233	210	210	191	170	155	148	143	137	132
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalut		57,3 €	51,5 €	48,4 €	41,5 €	39,8 €	39,6 €	39,1 €	38,8 €	38,8 €	38,5 €	38,7 €
Laatta		55,7 €	55,6 €	50,2 €	50,4 €	47,0 €	42,9 €	40,3 €	39,1 €	38,1 €	37,0 €	36,0 €
Paaluhatut		- €	0,9 €	1,6 €	2,4 €	3,7 €	5,5 €	7,7 €	9,0 €	10,5 €	12,1 €	14,0 €
		112,9 €	108,1 €	100,3 €	94,4 €	90,5 €	88,1 €	87,1 €	86,9 €	87,4 €	87,6 €	88,7 €

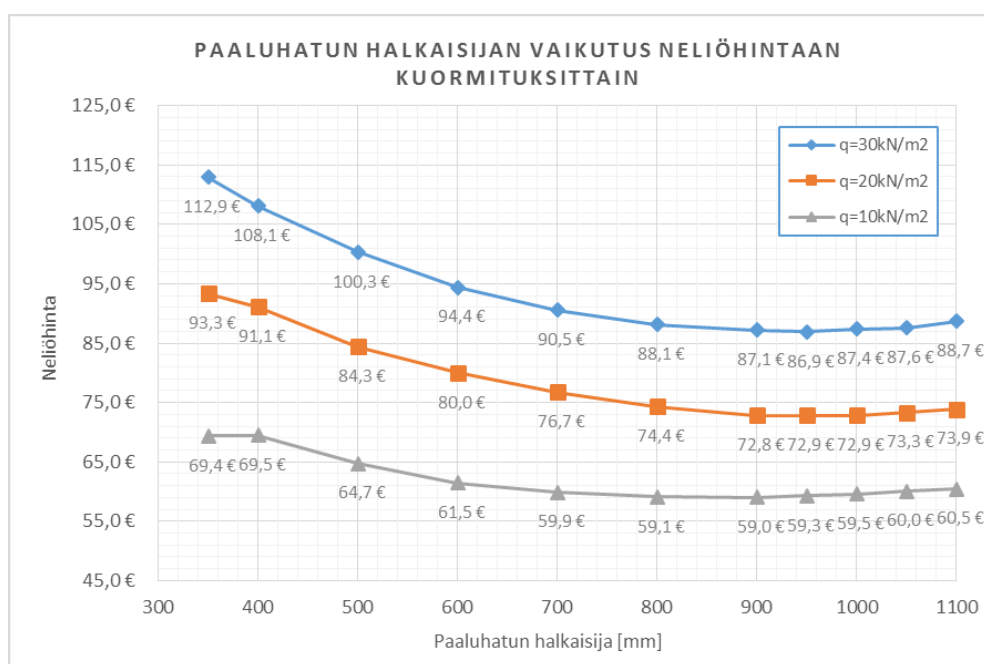
$q=20kN/m^2$

Paaluhatun halkaisija	$d_{paaluhattu}$ [mm]	350	400	500	600	700	800	900	950	1000	1050	1100
Paaluväli keskellä	$l_{keski}$ [m]	2,93	3,26	3,39	3,53	3,73	3,83	3,98	3,99	3,98	3,99	3,97
Valittu laatan paksuus	$h$ [mm]	183	210	191	176	169	157	149	142	135	132	127
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalut		49,8 €	40,3 €	37,2 €	34,3 €	30,9 €	29,2 €	27,1 €	26,8 €	27,0 €	26,8 €	26,9 €
Laatta		43,6 €	50,1 €	45,8 €	43,7 €	43,0 €	41,1 €	40,4 €	39,8 €	38,5 €	38,0 €	37,2 €
Paaluhatut		- €	0,7 €	1,3 €	2,0 €	2,9 €	4,1 €	5,4 €	6,3 €	7,3 €	8,4 €	9,7 €
		93,3 €	91,1 €	84,3 €	80,0 €	76,7 €	74,4 €	72,8 €	72,9 €	72,9 €	73,3 €	73,9 €

$q=10kN/m^2$

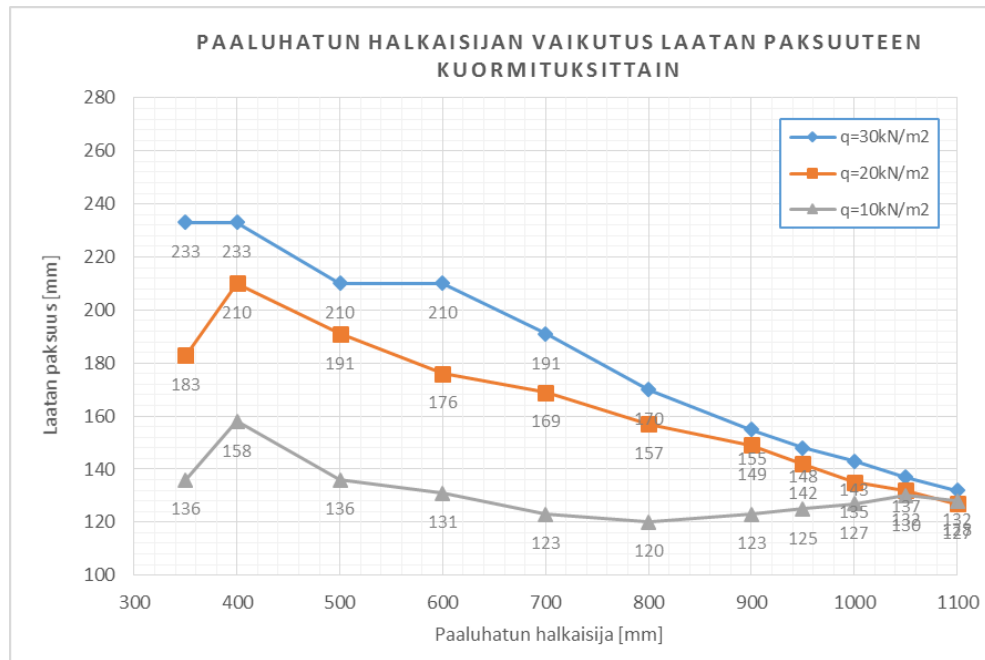
Paaluhatun halkaisija	$d_{paaluhattu}$ [mm]	350	400	500	600	700	800	900	950	1000	1050	1100
Paaluväli keskellä	$l_{keski}$ [m]	3,49	3,74	3,83	4,11	4,32	4,54	4,69	4,77	4,85	4,96	4,88
Valittu laatan paksuus	$h$ [mm]	136	158	136	131	123	120	123	125	127	130	128
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalut		35,1 €	30,6 €	29,2 €	25,3 €	23,0 €	20,7 €	19,1 €	18,5 €	17,8 €	17,2 €	17,6 €
Laatta		34,3 €	38,4 €	34,6 €	34,7 €	34,8 €	35,5 €	36,1 €	36,5 €	36,9 €	37,4 €	36,5 €
Paaluhatut		- €	0,5 €	1,0 €	1,5 €	2,1 €	2,9 €	3,8 €	4,3 €	4,8 €	5,4 €	6,4 €
		69,4 €	69,5 €	64,7 €	61,5 €	59,9 €	59,1 €	59,0 €	59,3 €	59,5 €	60,0 €	60,5 €

Kuvassa 59 on esitetty neliöhinnat paaluhatun halkaisijan suhteen. Kuvan perusteella  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella optimaalisin paaluhatun halkaisija on noin  $950\text{mm}$ . Sen sijaan  $20\text{kN/m}^2$  ja  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksilla optimaalisin halkaisija on noin  $900\text{mm}$ .  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksella optimaalisin halkaisija on todennäköisesti  $800\text{--}900\text{mm}$  välillä, joka voidaan päätellä viereisten arvojen perusteella. Optimaalisimpien neliöhintojen ero toisiinsa kuormituksittain on noin  $14\text{ €/m}^2$ . Kuvasta 59 voidaan havaita kuinka paaluhatun halkaisijalla on merkittävä vaikutus paalulaattarakenteen neliökustannuksiin. Kuvaan 59 on merkitty  $350\text{mm}$  halkaisijan kohdalle paaluhattutoman niin sanotun vahvistamattoman paalulaatan neliöhinta.  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksella optimaalisimman ja vahvistamattoman paalulaatan välillä hintaero on yli  $10\text{ €/m}^2$ . Mitä suuremmaksi kuormitus kasvaa sitä suuremmaksi ero myös kasvaa optimaalisimman ja vahvistamattoman paalulaatan välillä. Suurimmalla kuormituksella ero on jo  $36\text{ €/m}^2$ .

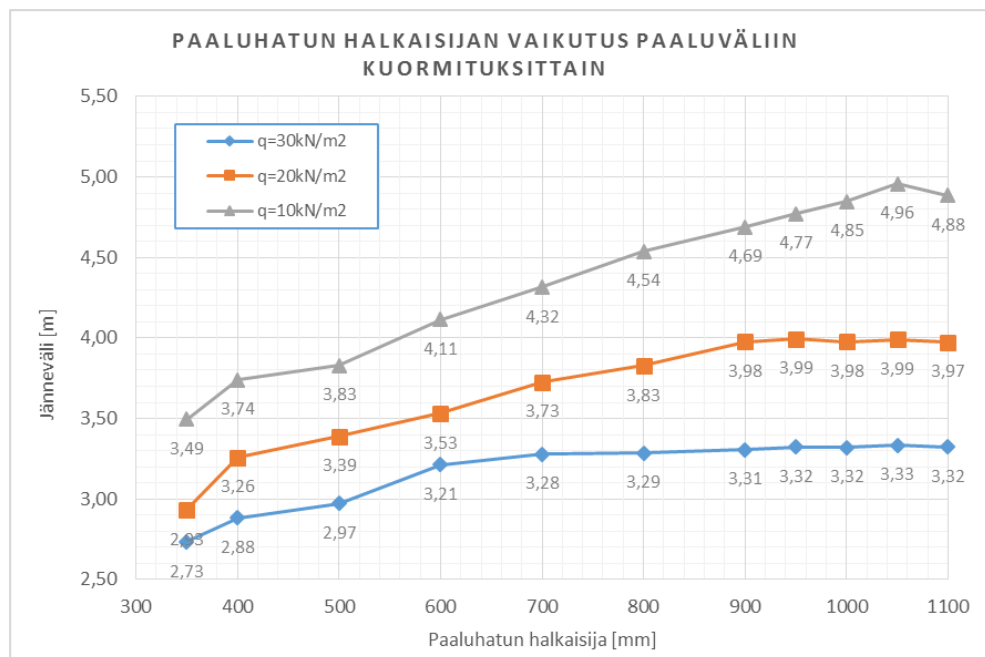


**Kuva 59.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paaluhatun halkaisijan vaikutus neliökustannuksiin kuormituksittain

Kuvan 60 perusteella  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella laatan paksuus pienenee paaluhatun halkaisijan suurentuessa.  $20\text{kN/m}^2$  ja  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksilla vahvistamattoman laatan paksuus ei ole kuitenkaan suurin, mutta kuvasta 61 voidaan havaita, että tällöin paaluväli on selvästi pienin.  $30\text{kN/m}^2$  ja  $20\text{kN/m}^2$  kuormituksilla kuvassa 61 saavutetaan maksimaaliset paaluvälit noin  $900\text{mm}$  paaluhatun halkaisijalla ja sen jälkeen paaluväli pysyy samana. Vaikka kuvassa 60 laatan paksuus pieneneekin kyseisen arvon jälkeen, neliökustannukset eivät enää pienene, sillä paaluhatun kustannukset kasvaisivat liian suuriksi.



**Kuva 60.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paaluhatun halkaisijan vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain



**Kuva 61.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paaluhatun halkaisijan vaikutus paaluväliin kuormituksittain

## 7.5.2 Optimoidut paaluhatuin vahvistetut teräsbetonipaalulaatat

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka paalupituus vaikuttaa paaluhatuin vahvistettuun paalulaattarakenteen kustannuksiin. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on poistettu käytöstä ainoastaan lävistysraudoitukset.

Laattavahvennoksen paksuus on vakioitu arvoon  $50\text{mm}$ . Paaluhatuin vahvistetuissa laatoissa tämä on niin sanottu normaalikäytäntö, jolloin vahvistuksen kohdalla laatan paksuus on  $50\text{mm}$  suurempi kuin muualla laatussa. Paaluhatun halkaisijat on vakioitu ja halkaisijan koko on valittu kuormituksittain edellisen luvun optimiratkaisuiden perusteella.

Taulukoihin 27–29 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 27.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksilla

$$q=30\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä $L_{\text{keski}}$ [m]	3,91	3,32	3,32	3,32	3,29	3,29
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	216	156	156	156	153	153
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	900	900	900	900	900	900
Paalutyyppi	TB300a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	100 %	98 %	98 %
Paalumäärä	286	286	286	286	286	286
Paalut	82 €	58 €	49 €	39 €	30 €	20 €
Laatta	54 €	40 €	40 €	40 €	40 €	40 €
Paaluhatut	6 €	8 €	8 €	8 €	8 €	8 €
	<b>142 €</b>	<b>107 €</b>	<b>97 €</b>	<b>87 €</b>	<b>77 €</b>	<b>67 €</b>

**Taulukko 28.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 20kN/m<sup>2</sup> kuormituksilla

$$q=20\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä						
$L_{\text{keski}}$ [m]	3,98	3,98	3,98	3,98	3,75	3,68
Valittu laatan paksuus						
$h$ [mm]	150	149	149	149	136	130
Vahvistuksen paksuus						
$h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko						
$d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	900	900	900	900	900	900
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
	100 %	100 %	100 %	100 %	89 %	84 %

Paalumäärä	286	286	286	286	286	286
Paalut	67 €	41 €	34 €	27 €	23 €	16 €
Laatta	41 €	40 €	40 €	40 €	37 €	36 €
Paaluhatut	5 €	5 €	5 €	5 €	6 €	6 €
	<b>113 €</b>	<b>86 €</b>	<b>80 €</b>	<b>73 €</b>	<b>66 €</b>	<b>58 €</b>

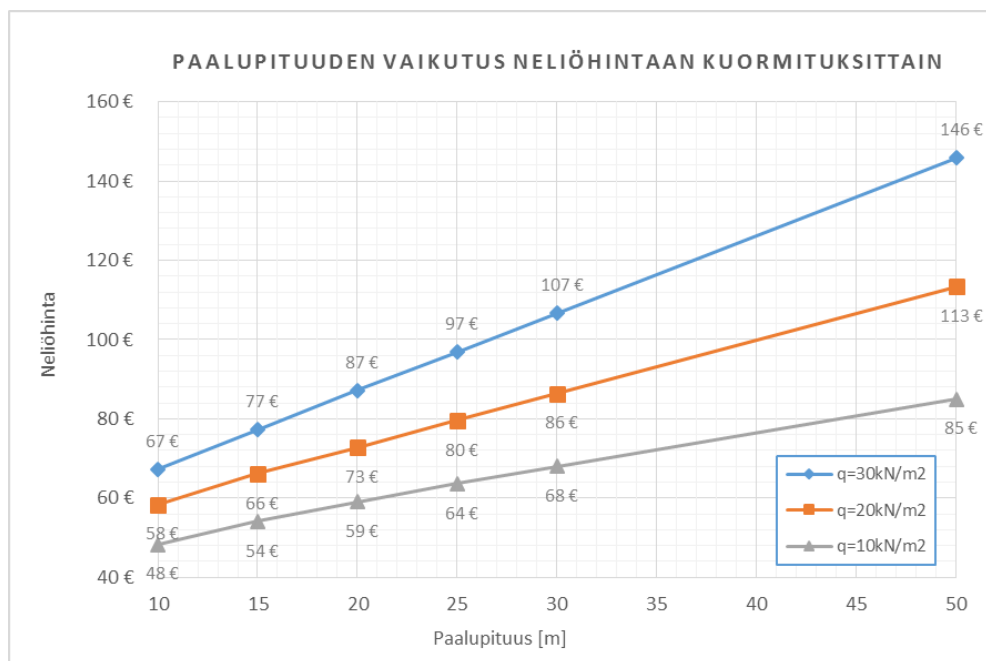
**Taulukko 29.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksilla

$$q=10\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä						
$L_{\text{keski}}$ [m]	5,00	4,91	4,78	4,67	4,50	4,09
Valittu laatan paksuus						
$h$ [mm]	132	130	128	122	117	107
Vahvistuksen paksuus						
$h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko						
$d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	900	900	900	900	900	900
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
	90 %	88 %	85 %	80 %	73 %	61 %

Paalumäärä	286	286	286	286	286	286
Paalut	42 €	26 €	23 €	19 €	16 €	12 €
Laatta	39 €	38 €	37 €	36 €	34 €	31 €
Paaluhatut	3 €	3 €	4 €	4 €	4 €	5 €
	<b>85 €</b>	<b>68 €</b>	<b>64 €</b>	<b>59 €</b>	<b>54 €</b>	<b>48 €</b>

Kuvan 62 perusteella paalupituuden pienentyessä kustannuserot pienenevät kuormitustapauksien välillä. Kustannuksilla on kuitenkin selvä lineaarinen käyttäytyminen, joten laskentatuloksien voidaan olettaa olevan kelpoisia.



**Kuva 62.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus neliökustannuksiin kuormituksittain

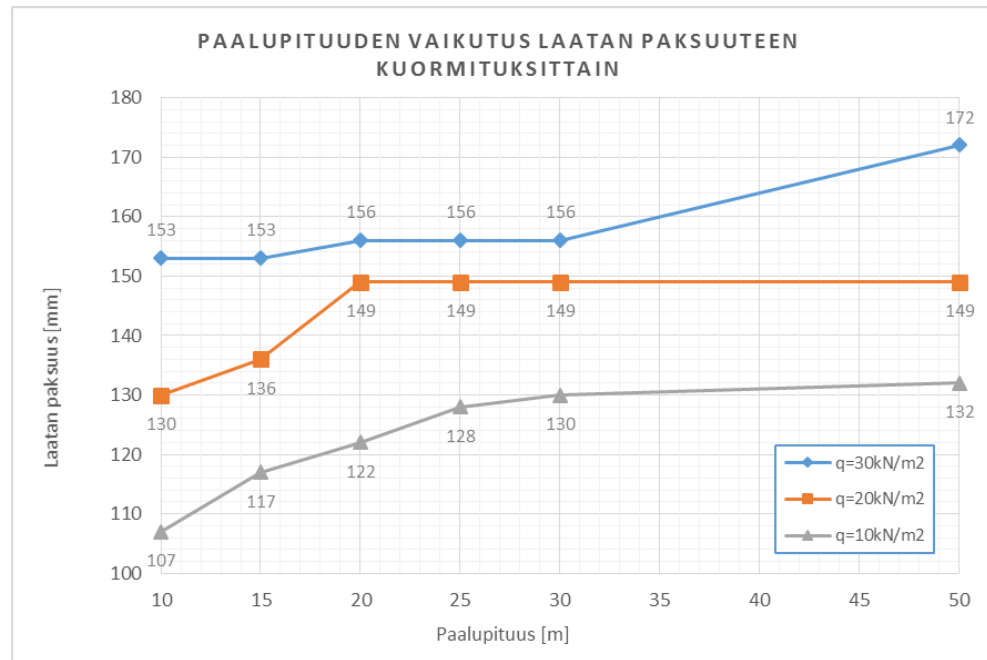
Kuvissa 63 ja 64  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella paaluväli ja laatan paksuus pysyvät lähes vakioina paalupituudesta riippumatta. Näin ollen laatan neliökustannukset pysyvät myös vakiona paalupituudesta riippumatta. Ainoastaan 50 metrin paalupituudella paaluväli ja laatan paksuus on huomattavasti suurempi. Tällöin myös paalutyypiksi on valittu poikkeuksellisesti kuormituskapasiteetiltaan parempi paalu, joka voidaan havaita taulukosta 27. Kuvan 65 perusteella myös paalujen kuormituskapasiteettia 10m ja 15m paalupituuksilla ei ole hyödynnetty kokonaan, ja laataksi on valittu hieman ohuempi laatta.

Kuvista 63-65 nähdään myös kuinka  $20\text{kN/m}^2$  kuormitus käyttäytyy lähes samalla tavalla kuin  $30\text{kN/m}^2$ . Laatan paksuus ja paaluvälit pysyvät vakioina yli 20 metrin paalupituuksilla, mutta lyhyemmillä paalupituuksilla laskennallisesti ei kannata enää hyödyntää paalun kuormituskapasiteettia kokonaan vaan laatan paksuutta tulee ohentaa ja paaluväliä pidentää.

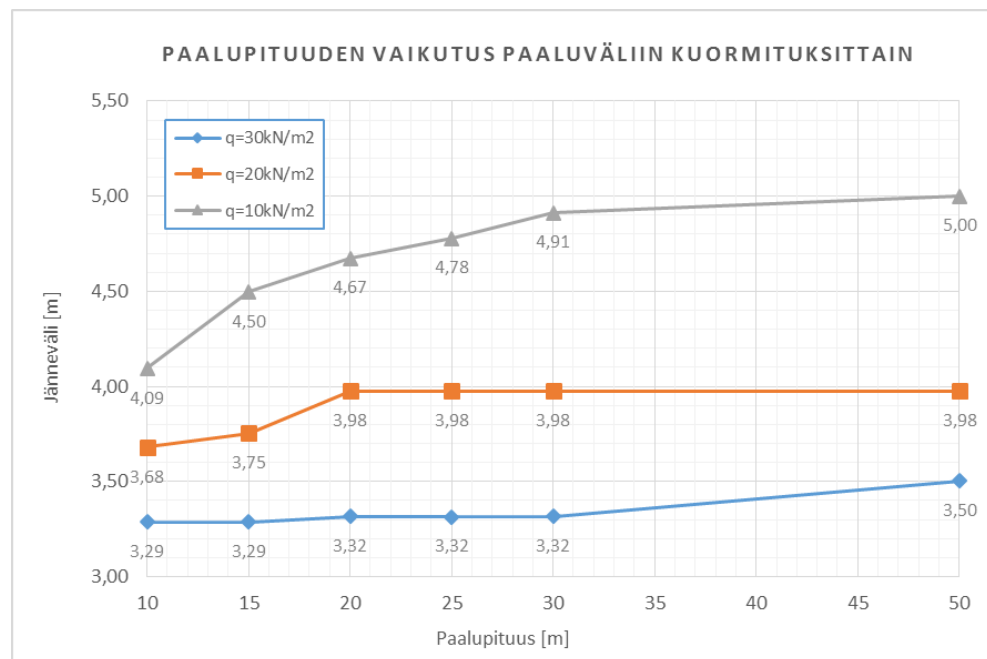
Kuiven 63-65 perusteella  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksella laatan paksuus, paaluväli ja paalun käyttöaste muuttuvat samassa suhteessa toisiinsa nähden. Kuormituksen ja paalupituuden pienentyessä paalun kuormituskapasiteettia jää merkittävästi hyödyntämättä.

Kun paaluhatuin halkaisijan arvo on vakioitu, tämän luvun kuvien kuvaajista voidaan selvästi huomata kuinka laskentatulokset ovat todella selkeitä ja jokaisessa kuvaajassa kuvaajat käyttäytyvät loogisesti sekä niiden käyttäytyminen tunnetaan. Kuvasta 65 voidaan nähdä, että paalun käyttöasteet on hyödynnetty paremmin kuin missään muussa tämän työn laskentatapauksessa, jonka vuoksi myös neliökustannukset tulevat olemaan pienimpiä verrattuna muihin laskentatapauksiin.

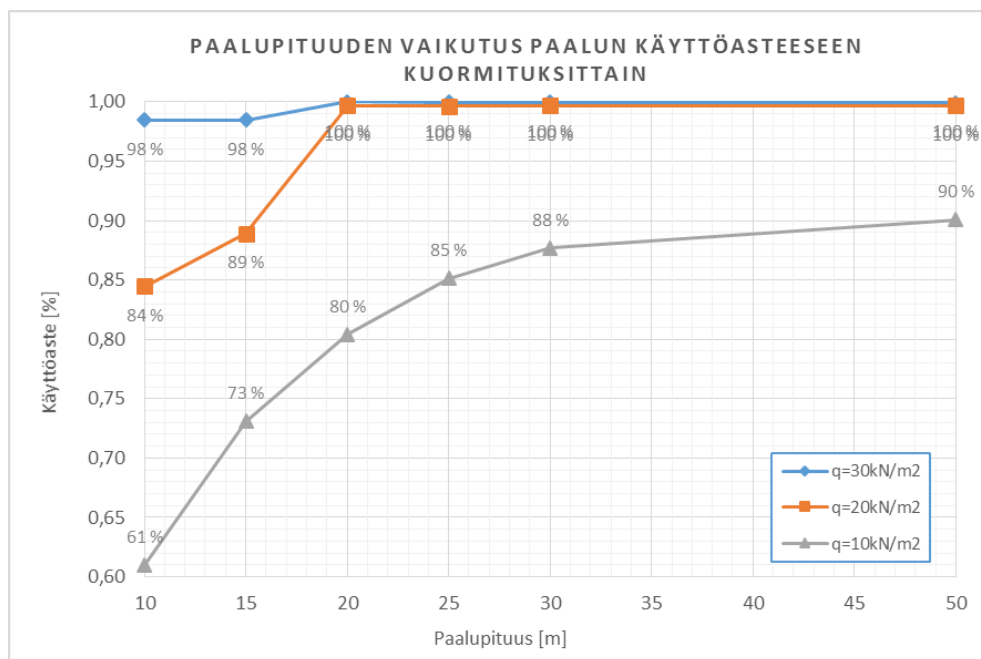




**Kuva 63.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain



**Kuva 64.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paaluväliin kuormituksittain



**Kuva 65.** Paaluhatuin vahvistetun teräsbetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paalun käyttöasteeseen kuormituksittain

## 7.6 Paaluhatuin vahvistettu teräskuitubetonipaalulaatta

### 7.6.1 Paaluhatun halkaisijan vaikutus kustannuksiin

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka paaluhatun koko vaikuttaa paalulaattarakenteen kustannuksiin, kun paalupituus on vakioitu  $20\text{m}$  arvoon. Tämän avulla pyritään löytämään taloudellisin paaluhatun halkaisija kuormituksittain. Todellisuudessa eri paalupituuksilla on todennäköisesti erilaiset optimaaliset paaluhatut, mutta rajallisen laskenta-ajan vuoksi niitä ei tässä selvitetä. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on poistettu käytöstä ainoastaan lävistysraudoitukset, joilla ei tässä tapauksessa ole merkitystä. Lisäksi laattavahvennoksen paksuus on vakioitu arvoon  $50\text{mm}$ , jotta laatta saadaan varmuudella laakeroitua irti paaluhatuista.

Taulukkoon 30 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 30.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot kustannukset 10, 20 ja 30kN/m<sup>2</sup> kuormituksilla eri paaluhatuin halkaisijoilla.

q=30kN/m<sup>2</sup>

Paaluhatuin halkaisija	<b>d<sub>paaluhattu</sub> [mm]</b>	<b>350</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>700</b>	<b>800</b>	<b>850</b>	<b>900</b>	<b>950</b>	<b>1000</b>
Paaluväli keskellä	<b>L<sub>keski</sub> [m]</b>	2,84	3,15	3,21	3,28	3,29	3,32	3,33	3,34	3,33	3,34
Valittu laatan paksuus	<b>h [mm]</b>	191	214	192	176	159	147	140	135	130	125
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalut		53,2 €	43,1 €	41,6 €	39,9 €	39,5 €	38,8 €	38,7 €	38,6 €	38,5 €	38,3 €
Laatta		48,6 €	54,3 €	48,9 €	44,9 €	40,8 €	37,9 €	36,2 €	35,0 €	33,8 €	32,7 €
Paaluhatut		- €	0,8 €	1,4 €	2,4 €	3,7 €	5,5 €	6,5 €	7,7 €	9,1 €	10,5 €
		<b>101,7 €</b>	<b>98,2 €</b>	<b>91,8 €</b>	<b>87,1 €</b>	<b>83,9 €</b>	<b>82,1 €</b>	<b>81,4 €</b>	<b>81,3 €</b>	<b>81,4 €</b>	<b>81,6 €</b>

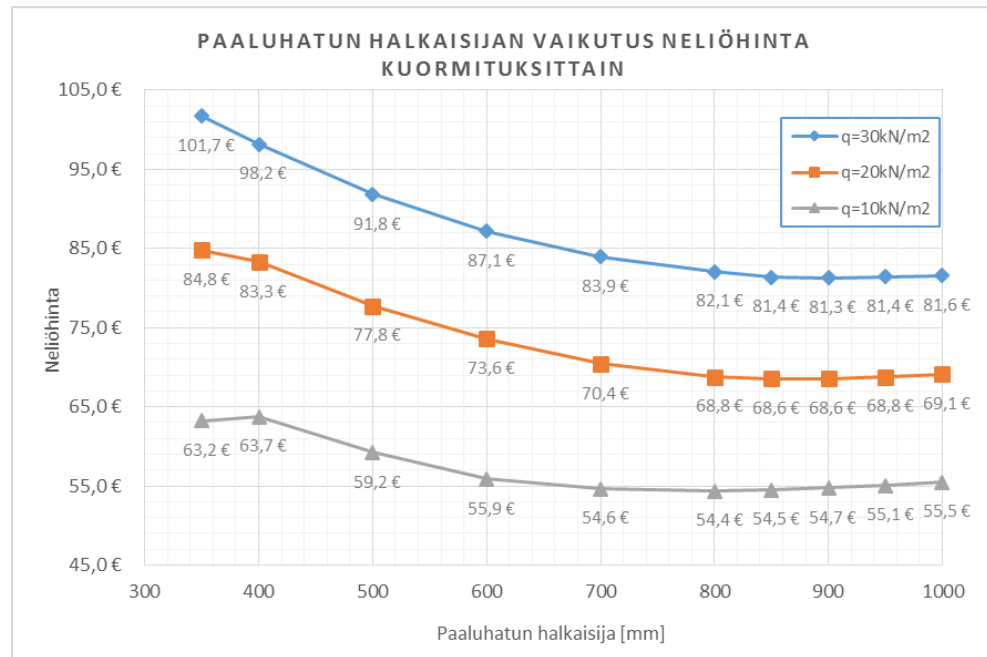
q=20kN/m<sup>2</sup>

Paaluhatuin halkaisija	<b>d<sub>paaluhattu</sub> [mm]</b>	<b>350</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>700</b>	<b>800</b>	<b>850</b>	<b>900</b>	<b>950</b>	<b>1000</b>
Paaluväli keskellä	<b>L<sub>keski</sub> [m]</b>	3,15	3,33	3,56	3,69	3,78	3,86	3,87	3,85	3,83	3,88
Valittu laatan paksuus	<b>h [mm]</b>	164	173	168	158	147	141	138	134	130	129
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalut		43 €	39 €	34 €	31 €	30 €	29 €	28 €	28 €	28 €	28 €
Laatta		42 €	44 €	43 €	40 €	38 €	36 €	35 €	35 €	34 €	33 €
Paaluhatut		- €	1 €	1 €	2 €	3 €	4 €	5 €	6 €	7 €	8 €
		<b>84,8 €</b>	<b>83,3 €</b>	<b>77,8 €</b>	<b>73,6 €</b>	<b>70,4 €</b>	<b>68,8 €</b>	<b>68,6 €</b>	<b>68,6 €</b>	<b>68,8 €</b>	<b>69,1 €</b>

q=10kN/m<sup>2</sup>

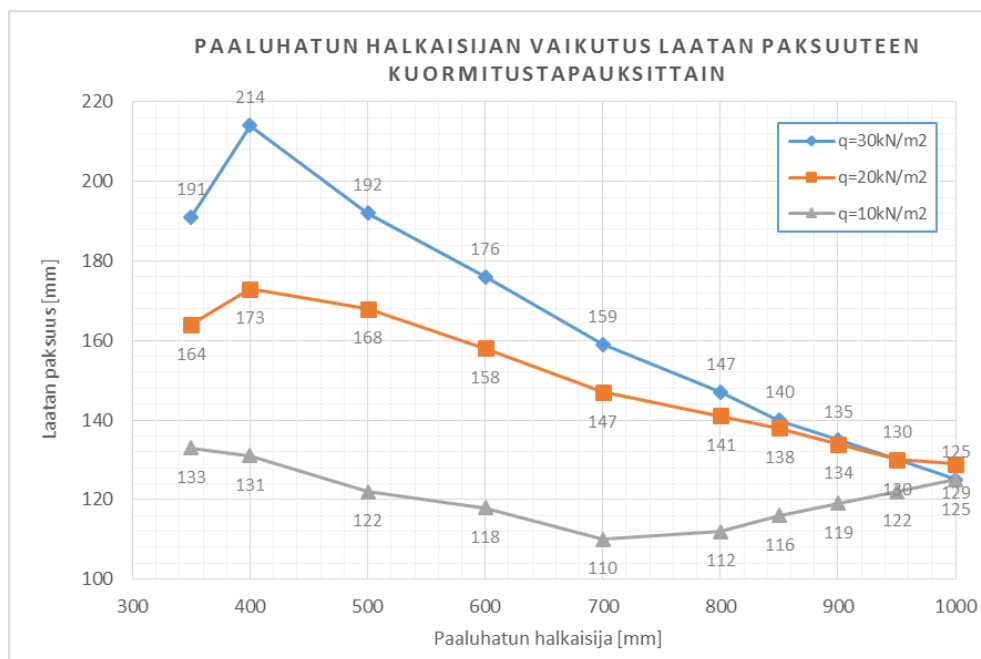
Paaluhatuin halkaisija	<b>d<sub>paaluhattu</sub> [mm]</b>	<b>350</b>	<b>400</b>	<b>500</b>	<b>600</b>	<b>700</b>	<b>800</b>	<b>850</b>	<b>900</b>	<b>950</b>	<b>1000</b>
Paaluväli keskellä	<b>L<sub>keski</sub> [m]</b>	3,81	3,78	3,97	4,20	4,18	4,32	4,45	4,56	4,67	4,78
Valittu laatan paksuus	<b>h [mm]</b>	133	131	122	118	110	112	116	119	122	125
Paalutyyppi		TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalut		29 €	30 €	27 €	24 €	24 €	22 €	21 €	20 €	19 €	18 €
Laatta		34 €	33 €	31 €	30 €	28 €	29 €	30 €	31 €	31 €	32 €
Paaluhatut		- €	1 €	1 €	1 €	2 €	3 €	4 €	4 €	5 €	5 €
		<b>63,2 €</b>	<b>63,7 €</b>	<b>59,2 €</b>	<b>55,9 €</b>	<b>54,6 €</b>	<b>54,4 €</b>	<b>54,5 €</b>	<b>54,7 €</b>	<b>55,1 €</b>	<b>55,5 €</b>

Kuvassa 66 on esitetty neliöhinnat paaluhatuin halkaisijan suhteen. Kuvan perusteella 30kN/m<sup>2</sup> kuormituksella optimaalisin paaluhatuin halkaisija on noin 900mm. Sen sijaan 20kN/m<sup>2</sup> ja 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksilla optimaalisimmat halkaisijat ovat noin 800mm ja 900mm. Optimaalisimpien neliöhintojen ero toisiinsa kuormituksittain on noin 13–14€/m<sup>2</sup>. Kuvasta 66 voidaan havaita kuinka paaluhatuin halkaisijalla on merkittävä vaikutus paalulaattarakenteen neliökustannuksiin. Kuvaan 66 on merkitty 350mm halkaisijan kohdalle paaluhatuttoman niin sanotun vahvistamattoman paalulaatan neliöhinta. 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella optimaalisimman ja vahvistamattoman paalulaatan välillä hintaero on yli 9 €/m<sup>2</sup>. Mitä suuremmaksi kuormitus kasvaa sitä suuremmaksi ero myös kasvaa optimaalisimman ja vahvistamattoman paalulaatan välillä. Suurimmalla kuormituksella ero on jo noin 20 €/m<sup>2</sup>.

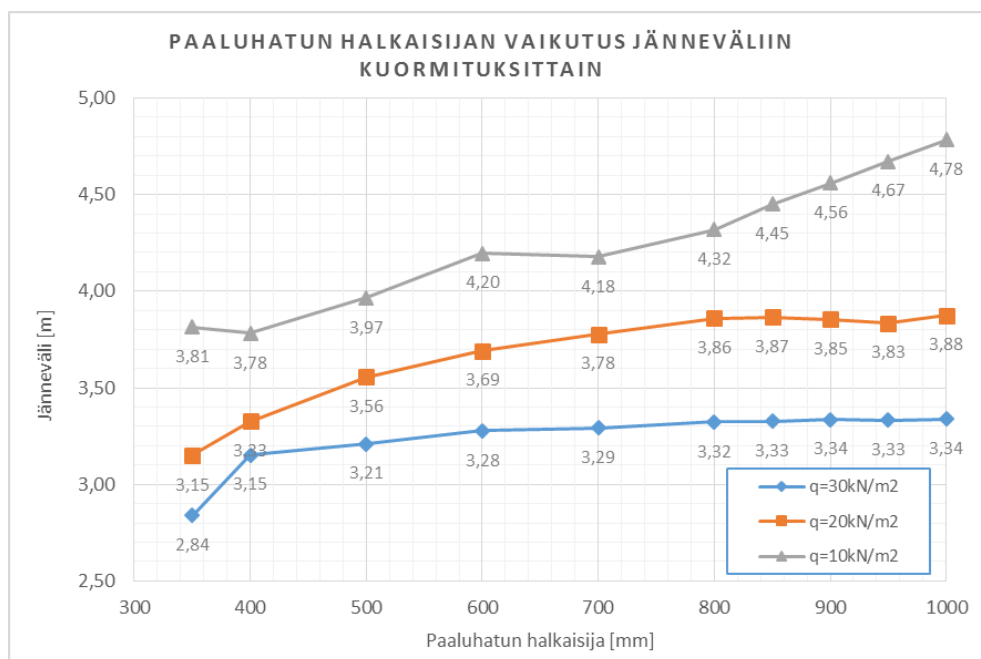


**Kuva 66.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paaluhatus halkaisijan vaikutus neliökustannuksiin kuormituksittain

Kuvan 67 perusteella  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella laatan paksuus pienenee paaluhatus halkaisijan suurentuessa.  $30\text{kN/m}^2$  ja  $20\text{kN/m}^2$  kuormituksilla vahvistamattoman laatan paksuus ei ole kuitenkaan suurin, mutta kuvasta 68 voidaan havaita, että tällöin paaluväli on selvästi pienin.  $30\text{kN/m}^2$  ja  $20\text{kN/m}^2$  kuormituksilla kuvassa 68 saavutetaan maksimaaliset paaluvälit noin  $800\text{mm}$  paaluhatus halkaisijalla ja sen jälkeen paaluväli pysyy samana. Vaikka kuvassa 67 laatan paksuus pieneneekin kyseisen arvon jälkeen, neliökustannukset eivät enää pienene, sillä muutoin paaluhatus kustannukset kasvaisivat liian suuriksi.



**Kuva 67.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paaluhatus halkaisijan vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain



**Kuva 68.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paaluhatus halkaisijan vaikutus paaluväliin kuormituksittain

## 7.6.2 Optimoidut paaluhatuin vahvistetut teräskuitubetonipaalulaatat

Tässä optimointitapauksessa tutkitaan kuinka paalupituus vaikuttaa paaluhatuin vahvistettuun paalulaattarakenteen kustannuksiin. Tässä tapauksessa suunnittelumuuttujista on

poistettu käytöstä ainoastaan lävistysraudoitukset, joilla ei tässä tapauksessa ole merkitystä. Lisäksi laattavahvennoksen paksuus on vakioitu arvoon  $50\text{mm}$ , jotta laatta saadaan varmuudella laakeroitua irti paaluhatuista. Paaluhatun halkaisijat on vakioitu ja halkaisijan koko on valittu kuormituksittain edellisen luvun optimiratkaisuiden perusteella.

Taulukoihin 31–33 on esitetty laskennallisesti saadut optimaalisimmat kustannukset paalulaattarakenteille eri paalupituuksilla ja kuormituksilla sekä esitetty laskennallisesti saatujen tärkeimpien suunnittelumuuttujien arvot.

**Taulukko 31.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksilla

$$q=30\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä $L_{\text{keski}}$ [m]	3,95	3,94	3,33	3,33	3,33	3,33
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	183	182	135	135	135	134
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	900	900	900	900	900	900
Paalutyyppi	TB300a	TB300a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	100 %	100 %	99 %

Paalut	81 €	48 €	48 €	39 €	29 €	19 €
Laatta	47 €	47 €	35 €	35 €	35 €	35 €
Paaluhatut	6 €	6 €	8 €	8 €	8 €	8 €
	<b>133 €</b>	<b>101 €</b>	<b>91 €</b>	<b>81 €</b>	<b>72 €</b>	<b>62 €</b>

**Taulukko 32.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $20\text{kN/m}^2$  kuormituksilla

$$q=20\text{kN/m}^2$$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli keskellä $L_{\text{keski}}$ [m]	3,99	3,96	3,91	3,90	3,79	3,36
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	146	144	141	141	133	106
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	850	850	850	850	850	850
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	100 %	100 %	100 %	100 %	94 %	70 %

Paalut	67 €	41 €	35 €	28 €	22 €	19 €
Laatta	37 €	37 €	36 €	36 €	34 €	28 €
Paaluhatut	5 €	5 €	5 €	5 €	5 €	6 €
	<b>109 €</b>	<b>82 €</b>	<b>76 €</b>	<b>69 €</b>	<b>61 €</b>	<b>53 €</b>

**Taulukko 33.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan optimaalisimmat suunnittelumuuttujien arvot ja kustannukset  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksilla

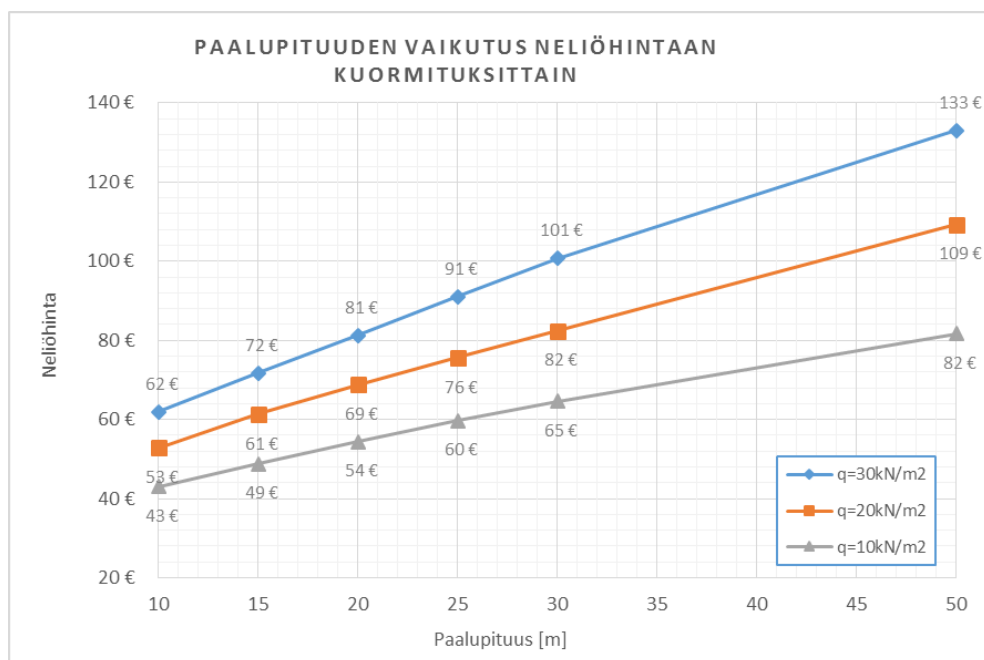
$q=10\text{kN/m}^2$

Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Paaluväli kesellä $L_{\text{keski}}$ [m]	5,14	4,66	4,50	4,34	4,32	4,21
Valittu laatan paksuus $h$ [mm]	154	129	121	113	112	109
Vahvistuksen paksuus $h_{\text{vahv}}$	50	50	50	50	50	50
Paaluhatun koko $d_{\text{paaluhattu}}$ [mm]	800	800	800	800	800	800
Paalutyyppi	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a	TB250a
Paalun käyttöaste	99 %	81 %	75 %	68 %	68 %	65 %

Paalut	40 €	29 €	26 €	22 €	17 €	12 €
Laatta	39 €	33 €	31 €	29 €	29 €	28 €
Paaluhatut	2 €	3 €	3 €	3 €	3 €	3 €
	<b>82 €</b>	<b>65 €</b>	<b>60 €</b>	<b>54 €</b>	<b>49 €</b>	<b>43 €</b>

Taulukosta 31 voidaan havaita, että suurimmilla paalupituuksilla optimoinnissa valituu paalutyyppiksi TB300a paalu, joka on kuormituskestävyydeltään parempi kuin  $250 \times 250 \text{ mm}^2$  paalu.

Kuvan 69 perusteella paalupituuden pienentyessä kustannuserot pienenevät kuormitustapauksien välillä. Kustannuksilla on kuitenkin selvä lineaarinen käyttäytyminen, joten laskentatuloksien voidaan olettaa olevan kelpoisia.



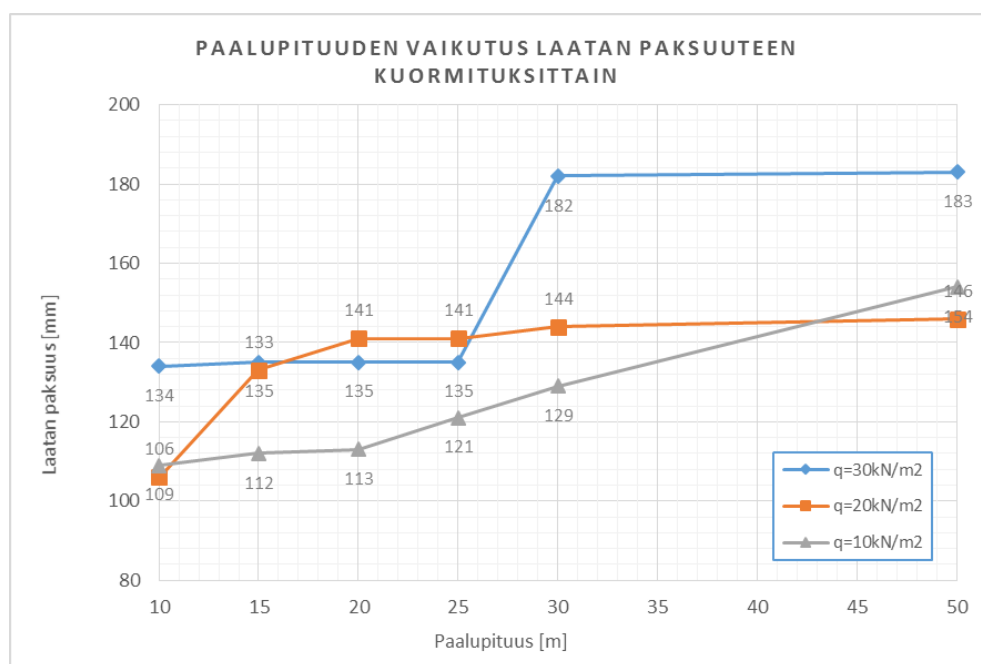
**Kuva 69.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus neliökustannuksiin kuormituksittain

Kuvissa 70 ja 71  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella paaluväli ja laatan paksuus pysyvät vakioina paalupituudesta riippumatta. Näin ollen laatan neliökustannukset pysyvät myös vakiona

paalupituudesta riippumatta. On kuitenkin huomattava, että vakio arvo vaihtuu paalutyypin vaihtuessa  $30\text{m}$  paalupituudessa.

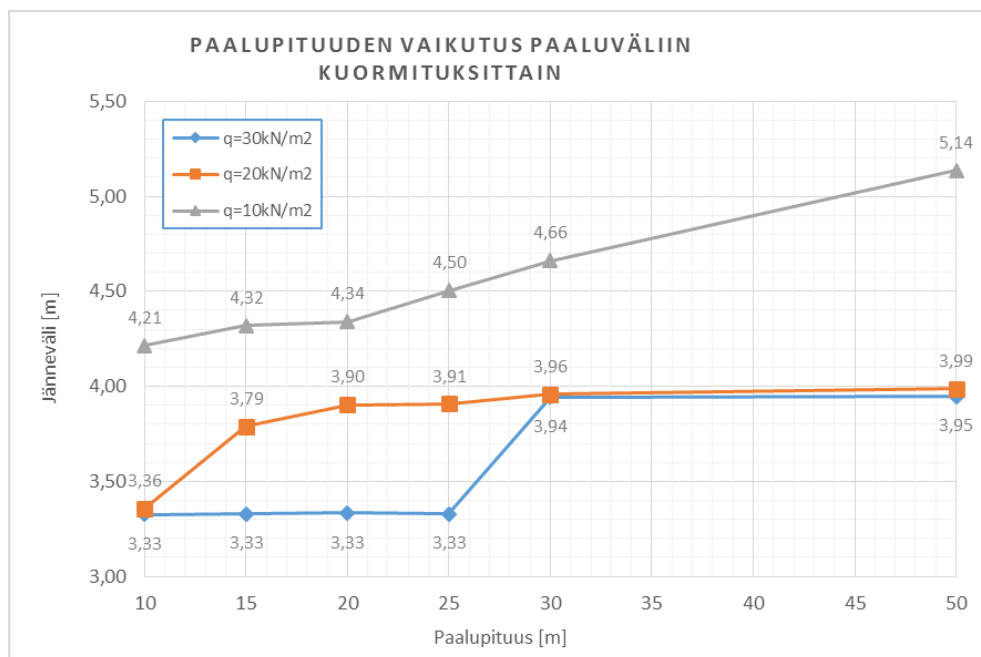
Kuvista 70 ja 71 nähdään myös kuinka  $20\text{kN/m}^2$  kuormitus käyttäytyy lähes samalla tavalla kuin  $30\text{kN/m}^2$ . Laatan paksuus ja paaluvälit pysyvät vakioina yli 20 metrin paalupituuksilla, mutta lyhyemmillä paalupituuksilla laskennallisesti ei kannata enää hyödyntää paalun kuormituskapasiteettia kokonaan vaan laatan paksuutta tulee ohentaa ja paaluväliä lyhentää.

Kuvien 70 ja 71 perusteella  $10\text{kN/m}^2$  kuormituksella laatan paksuus, paaluväli ja paalun käyttöaste muuttuvat samassa suhteessa toisiinsa nähden. Kuormituksen ja paalupituuden pienentyessä paalun kuormituskapasiteettia jää merkittävästi hyödyntämättä. Laatan paksuus pienimmillä paalupituuksilla on jo erittäin ohut, mutta kuormitukseen ei ole järkeä suuri. Laatan pistekuormakestävyys on kuitenkin tarkistettava aina tapauskohtaisesti eikä niitä ole tässä työssä huomioitu.



**Kuva 70.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus laatan paksuuteen kuormituksittain

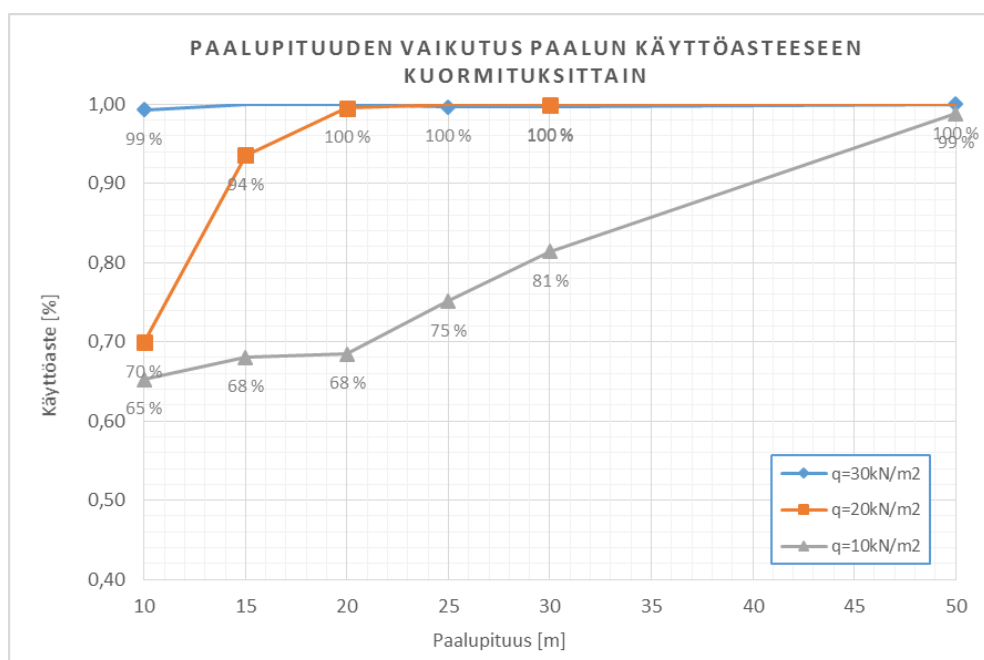




**Kuva 71.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus paaluväliin kuormituksittain

Kuvaan 72 on esitetty paalun käyttöaste paalupituuden suhteen. 50 metrin paalupituudella jokaisella kuormituksella paalun käyttöaste on 100 %. Kun paalujen kustannukset ovat vallitsevassa osassa, paalun käyttöastetta ei kustannuksien vuoksi voi jättää hyödyntämättä kokonaan. Pienimmillä paalupituuksilla paalun käyttöastetta voidaan jo jättää hyödyntämättä, kun paalujen kustannukset eivät ole enää määräävät.

Kun paaluhatuin halkaisijan arvo on vakioitu, tämän luvun kuvien kuvaajista voidaan selvästi huomata kuinka laskentatulokset ovat todella selkeitä ja jokaisessa kuvaajassa kuvaajat käyttäytyvät loogisesti sekä niiden käyttäytyminen tunnetaan.



**Kuva 72.** Paaluhatuin vahvistetun teräskuitubetonipaalulaatan paalupituuden vaikutus-paalun käyttöasteeseen kuormituksittain

## 8. TULOKSIEN YHTEENVETO

Taulukkoon 34 on esitetty paalulaattarakenteiden neliökustannukset  $30\text{kN/m}^2$  kuormituksella. Taulukosta nähdään, että paaluhatuin vahvistettu teräskuitubetonilaatta on kustannuksiltaan halvin. Se on myös lähes optimaalisin ratkaisu, joka on laskennallisesti saatu aikaan. Paalupituuden kasvaessa ero kasvaa paaluhatuin vahvistettuun teräsbetonipaalulaattaan hieman, mutta alle 30 metrin paalupituuksilla ero pysyy noin  $5\text{€/m}^2$ . Lävistysraudoitettu teräsbetonilaatta on lähes yhtä optimaalinen ratkaisu kuin paaluhatuin vahvistettu teräsbetonilaatta. Ero näiden välillä on lähes jokaisessa tapauksessa alle  $1\text{€/m}^2$ , jonka voidaan olettaa jäävän virhemarginaalin sisään laskennasta johtuen. Optimaalisimman teräsbetonilaatan ratkaisu on ainoastaan noin  $2\text{€/m}^2$  kalliimpi optimaalisimpaan teräskuitubetonilaattaan nähden. Kustannuksien välinen ero on hyvin pieni. Laattavahvennettu lävistysraudoittamaton teräsbetonilaatta on selvästi kustannuksiltaan kallein, joten laattavahvennetuissa laatoissa on taloudellisinta käyttää lävistysraudoitteita. Paalulaattarakenteiden välisistä kustannuseroista voidaan havaita, että tulokset ovat osaltaan epätarkkoja ja laskenta-aikaa olisi täytynyt kasvattaa. Kuitenkin tuloksista voidaan päätellä, että virhemarginaali on hyvin pieni, mutta joissain laskentatapauksissa ero on voinut jäädä hyvinkin suureksi johtuen virheellisestä laskennasta.

**Taulukko 34.** Paalulaattarakenteiden neliökustannusten yhteenveto, kun hyötykuormana  $30\text{kN/m}^2$

Neliökustannukset hyötykuormalla $q=30\text{kN/m}^2$						
Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Kuitubetoni optimal	132,8 €	100,7 €	91,9 €	81,6 €	72,4 €	62,6 €
	- €	- €	- €	- €	- €	- €
Kuitubetoni paaluhattu	133,1 €	100,7 €	91,0 €	81,2 €	71,7 €	61,9 €
	0,2 €	0,0 €	- 0,9 €	- 0,4 €	- 0,7 €	- 0,7 €
Teräsbetoni optimal	133,5 €	102,4 €	94,0 €	84,1 €	74,5 €	64,5 €
	0,7 €	1,8 €	2,1 €	2,5 €	2,1 €	1,9 €
Teräsbetoni paaluhattu	141,7 €	106,6 €	96,9 €	87,1 €	77,2 €	67,4 €
	8,9 €	5,9 €	5,0 €	5,5 €	4,8 €	4,8 €
Teräsbetoni lävistysraud.	140,6 €	107,0 €	98,2 €	88,8 €	77,9 €	67,4 €
	7,8 €	6,3 €	6,3 €	7,2 €	5,5 €	4,8 €
Teräsbetoni vahvennos	169,7 €	126,1 €	113,8 €	101,0 €	86,8 €	71,2 €
	36,9 €	25,5 €	21,9 €	19,4 €	14,4 €	8,6 €

Kuormituksen pienentyessä  $20\text{kN/m}^2$  kuormitukseen optimaalisimman teräsbetonilaatan ero paaluhatuin vahvistettuun teräskuitubetonilaattaan kasvaa, joka voidaan havaita taulukosta 35. Kustannuksien välinen ero on lähes  $3,5\text{€/m}^2$ . Sen sijaan paaluhatuin vahvistettu teräsbetonilaatan ero paaluhatuin vahvistettuun teräskuitubetonilaattaan pienenee hie-

man, ja kustannuksien välinen ero on noin 4€/m<sup>2</sup> keskimäärin paalupituudesta riippumatta. Optimaalisimman teräsbetonilaatan ero kasvaa teräskuitubetonilaattaan verrattuna ja kustannuksien välinen ero on noin 3-4€/m<sup>2</sup>. Paaluhatuin vahvistettu teräskuitubetonilaatta on edelleen optimaalisin paalulaattarakenne ja laattavahvennettu teräsbetonilaatta on kallein, mutta ero on selvästi pienentynyt. Laskentatuloksista on havaittavissa, että suunnittelumuuttujien vähentäminen tarkentaa laskennan tuloksia, kuten esimerkiksi paaluhatun halkaisijan vakioiminen parantaa laskentatuloksia. Tulokset ovat edelleen hieman epätarkkoja, jotka voidaan huomata paalulaattarakenteiden välisistä kustannuseroista.

**Taulukko 35.** Paalulaattarakenteiden neliökustannusten yhteenveto, kun hyötykuormana 20kN/m<sup>2</sup>

Neliökustannukset hyötykuormalla q=20kN/m <sup>2</sup>						
Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Kuitubetoni optimal	110,1 €	83,8 €	75,8 €	68,7 €	61,5 €	53,1 €
	- €	- €	- €	- €	- €	- €
Kuitubetoni paaluhattu	109,3 €	82,4 €	75,6 €	68,7 €	61,3 €	52,8 €
	- 0,8 €	- 1,4 €	- 0,2 €	0,0 €	- 0,2 €	- 0,2 €
Teräsbetoni optimal	113,1 €	85,7 €	79,5 €	72,1 €	65,0 €	57,5 €
	3,0 €	1,9 €	3,8 €	3,4 €	3,4 €	4,4 €
Teräsbetoni paaluhattu	113,4 €	86,3 €	79,6 €	72,8 €	66,2 €	58,4 €
	3,3 €	2,5 €	3,8 €	4,1 €	4,6 €	5,3 €
Teräsbetoni lävistysraud.	115,8 €	89,1 €	82,3 €	75,5 €	68,1 €	59,3 €
	5,7 €	5,4 €	6,6 €	6,8 €	6,5 €	6,3 €
Teräsbetoni vahvennos	138,3 €	103,7 €	93,8 €	83,4 €	72,1 €	60,5 €
	28,3 €	19,9 €	18,1 €	14,6 €	10,5 €	7,5 €

Taulukkoon 36 on esitetty paalulaattarakenteiden neliökustannukset 10kN/m<sup>2</sup> kuormituksella. Taulukosta nähdään, että paaluhatuin vahvistettu teräskuitubetonilaatta on edelleen kustannuksiltaan halvin. Kustannuksien väliset erot optimaalisimpaan tapaukseen ovat pysyneet vastaavina kuin 20kN/m<sup>2</sup> kuormituksella. Ainoastaan laattavahvennetun lävistysraudoittamattoman teräsbetonilaatan ero optimaalisimpaan tapaukseen on selvästi pienentynyt. Tulokset ovat edelleen hieman epätarkkoja, jotka voidaan huomata paalulaattarakenteiden välisistä kustannuseroista.

**Taulukko 36.** Paalulaattarakenteiden neliökustannusten yhteenveto, kun hyötykuormana  $10\text{kN/m}^2$

Neliökustannukset hyötykuormalla $q=10\text{kN/m}^2$						
Paalupituus [m]	50	30	25	20	15	10
Kuitubetoni optimal	81,7 €	64,8 €	60,1 €	54,7 €	48,6 €	42,2 €
	- €	- €	- €	- €	- €	- €
Kuitubetoni paaluhattu	81,6 €	64,6 €	59,7 €	54,4 €	48,8 €	43,1 €
	- 0,1 €	- 0,1 €	- 0,4 €	- 0,3 €	0,2 €	0,9 €
Teräsbetoni optimal	83,6 €	68,0 €	64,1 €	59,1 €	54,1 €	47,4 €
	1,9 €	3,2 €	4,0 €	4,4 €	5,5 €	5,2 €
Teräsbetoni paaluhattu	84,9 €	68,0 €	63,6 €	59,0 €	54,1 €	48,3 €
	3,2 €	3,2 €	3,5 €	4,2 €	5,6 €	6,1 €
Teräsbetoni lävistysraud.	87,8 €	71,2 €	66,5 €	61,3 €	55,7 €	48,6 €
	6,1 €	6,4 €	6,4 €	6,5 €	7,2 €	6,4 €
Teräsbetoni vahvennos	100,8 €	76,1 €	69,7 €	63,4 €	56,5 €	48,7 €
	19,1 €	11,3 €	9,7 €	8,7 €	8,0 €	6,5 €

Paalulaattarakenteiden optimoinnissa laatan lävistyskestävyys ja taivutuskestävyys ovat merkittävimmissä roolissa jokaisessa tapauksessa. Jollei paalun käyttöastetta ole hyödynnetty täysin, lävistyskestävyyden ja taivutuskestävyyden käyttöaste on kuitenkin hyödynnetty aina täysin. Tämän työn laskentatuloksista on erityisesti huomioitava, että pienimmillä paalupituuksilla ja pienimmillä kuormituksilla paaluvälin maksimoiminen ja paalun kapasiteetin täydellinen hyödyntäminen eivät ole määräävät tekijät vaan merkitsevin tekijä on laatta ja sen paksuus. Pienillä kuormituksilla ja paalupituuksilla ei ole järkevää kasvattaa laatan paksuutta turhaan, sillä laatan murtorajatilan kapasiteetista saattaa jäädä merkittävä osa hyödyntämättä, kun käyttörajatilan mitoituslaitanteen taipumamitoitus ja halkeamaleveysmitoitukset muuttuvat määräävimiksi.

Tässä työssä ei ole huomioitu maarakennustöiden kustannuksia, joiden merkitystä on vaikea huomioida laskennallisesti. Ohuimmilla laatan paksuuksilla kaivutyötä on vähemmän ja näin ollen löyhtynyttä jätettä-ainesta vähemmän, jotka kasvattavat kustannuksia. Esimerkiksi suurilla paaluhatuilla maa-ainesta joudutaan myös enemmän poistamaan, jotta korkeat paaluhatut saadaan sopimaan laatan alle. Paaluhattujen väleihin tehtävät maatyöt myös hidastuvat paaluhattujen vuoksi. Näiden kustannusvaikutuksia on lähes mahdotonta huomioida laskennallisesti.

Laskennassa on saatu rakenteille tarkat mitat, mutta käytännön kannalta mitat on aina pyöristettävä. Esimerkiksi laatoille on suositeltavaa pyöristää arvot ylöspäin lähimpään  $10\text{mm}$  kerrannaiseen ja paaluhatuilla  $50\text{mm}$  kerrannaiseen. Näin ollen pyöristäminen taivuttaa merkittävästi paalulaattarakenteiden välisiä kustannuseroja.

Laskelmiin ei ole huomioitu niin sanottuja pakkovoimia, jotka syntyvät laatan sisäisistä voimista, kuten kutistumista tai lämpöliikkeistä. Pakkovoimia voidaan kuitenkin hallita

osittain liikuntasaumoilla, mutta niidenkään kustannusvaikutuksia ei ole huomioitu kustannuslaskelmissa tai rakenteellisissa mitoituksissa, koska niiden kustannusvaikutuksia on vaikea arvioida. Liikuntasaumojen välimatkoista ohjeistusta tässä työssä ei esitetä. Kuitenkaan liikuntasaumojen välimatkoja ei suositella asetettavan liian suureksi, vaikka esimerkiksi teräskuitubetonilaattoja voidaan valaa jopa 2000–3000 neliötä päivässä ja liikuntasauma on asennettu vain päivien mukaiseen työsaumaan. Suurissa laatoissa halkeilun riski kasvaa merkittävästi ja liiallinen halkeilu saattaa aiheuttaa jopa rakenteen kestävyden merkittävää heikkenemistä.

Kustannuksien muodostumiseen on ainoastaan raudoitustyö huomioitu, mutta betonointia ja tasoitustyötä ei ole huomioitu. Teräskuitubetonilaatan tekeminen on nopeampaa joutuen koneellisesta pinnan tasoituksesta ja raudoituksien puuttumisesta. Teräsbetonilaatan koneellinen tasoittaminen ei ole mahdollista, koska valmiiksi asennetut raudoitukset estävät tasoituskoneen liikkumisen valettavan kentän viereen. Tämä lisää todellisuudessa teräsbetonilaatan ja teräskuitubetonilaatan kustannuseroa.

Tässä työssä tehdyt vertailut sopivat parhaiten varasto- tai tuotantorakennuksien lattiaksi tehtäviin paalulaattoihin, joissa määrittävänä tekijänä on tasainen hyötykuorma ja piste-kuormitukset ovat maltilliset. Suurimmat pistekuormitukset on tutkittava aina tapauskohtaisesti rakennuksen käyttötarkoituksen mukaisesti. Paalutustyössä aiheutuvat hukkametrarit joudutaan huomioimaan, sillä paaluja harvoin saadaan hyödynnettyä kokonaan. Jos hukkametrarien määrän tiedetään kasvavan merkittäväksi, kustannuksellisesti ei ole kannattavaa lyödä suuria määriä paaluja vaan paaluväliä ja laatan paksuutta kannattaa kasvattaa. Tämän vuoksi laskennallinen virhe tässä työssä kasvaa merkittävästi, sillä paalujen kustannukset eivät välttämättä olekaan realistiset. Tarkoilla pohjatutkimuksilla ja koe-paalutuksella laskennasta saadaan virhettä eliminoitu, kun paalun pituus tunnetaan riittävän tarkasti ja paalut saadaan valmistettua oikean pituisiksi.

## 9. JOHTOPÄÄTÖKSET

### 9.1 Päätelmät

Teräskuitubetonin mitoitus perustui saksalaisen ohjeen mukaiseen ja osaltaan myös rakennusmääräyskokoelman mukaiseen mitoitukseen. Suomessa kehitetyt betoniyhdistyksen teräskuitubetonin mitoitusohjeet ovat vielä hyvinkin suppeat ja puutteelliset, joten niitä ei tässä työssä ole suuremmin huomioitu. Raudoittamattoman teräskuitubetonin halkeamaleveyden mitoitus on myös saksalaisessa liitteessä hyvin puutteellinen, joten betoniyhdistyksen ohjeiden mukaisesti teräskuitubetoni poikkileikkauksen halkeamaleveys tarkastelussa poikkileikkauksen dimensiot määriteltiin niin, että laskennassa poikkileikkaus pidettiin halkeilemattomassa tilassa. Sitä voidaan suositella varsinkin kun se on hyvin varmallalla puolella oleva oletus ja teräskuitubetonilaatan tapauksessa sillä ei ollut merkittävää vaikutusta kustannuksiin.

Diplomityössä käytettiin teräsbetoni- ja teräskuitubetonilaatan optimoimiseen Microsoft Officen Excel taulukkolaskentaohjelmaa, joka sinänsä soveltuu yksinkertaisten iteroimalla suoritettavien optimointitapausten laskentaan, mutta laajemmissa iterointilaskelmissa tulokset eivät välttämättä ole realistiset. Kyseinen ohjelma minimoi tuloksen, mutta varmuudella ei voida sanoa, oliko löydetty minimiarvo lokaali minimi vai globaaliminimi. Ohjelmaan muodostettavassa laskentataulukossa on kiinnitettävä erityistä huomiota, että suunnittelumuuttujille ei anneta liian suurta vaihteluväliä eli suunnittelumuuttujan raja-arvojen väli ei ole liian suuri. Jotta laskelmat pysyisivät mahdollisimman nopeina ja iterointimäärät eivät kasvaisi liian suuriksi, myös suunnittelumuuttujille on annettava kokonaisluehto. Tässä työssä suunnittelumuuttujille ei annettu kyseistä ehtoa, jolloin esimerkiksi laatan paksuuden optimaalisin arvo saattoi muodostua useamman desimaalin tarkkuudella vaikka tulokseksi olisi riittänyt millimetrin tarkkuus. Periaatteessa esimerkiksi laatan paksuudelle olisi riittänyt kokonaisluehto, jossa laatan paksuus olisi muodostunut 10mm kerrannaisena. Kokonaisluehdolla olisi säästetty merkittävästi aikaa laskelmien tekemisessä. Parhaiten optimaalinen ratkaisu saataisiin aikaan muodostamalla matemaattinen funktio, jolla saataisiin varmuudella optimaalisin arvo laskemalla minimoimalla funktio. Funktiota ei ole helppo muodostaa, koska se olisi usean muuttujan funktio ja vaatisi taidokasta matemaattista osaamista. Lisäksi funktion ratkaiseminen olisi mahdollista vain tietokonelaskennalla.

Excel taulukkolaskentaohjelmalla muodostetuille laskelmille ei ole tehty erillistä virhetarkastelua, koska pelkästään oletetut neliö- ja kuutiohinnat materiaaleille sisältävät suuren vaihteluvälin. Kuitenkin laskelmien tuloksista voidaan päätellä, että laskennalliset virheet eivät ole kovin suuret. Laskettujen neliöhintojen virhemarginaaliksi voidaan olettaa noin 1,0€ pelkästään tuloksia vertailemalla.

Diplomityössä tutkitussa paalulaattarakenteessa paalut on sijoitettu ainoastaan keskialueelle. Tällöin reuna-alueilla on oletettu laatan tukeutuvan sokkeliin, jonka oletetaan toimivan palkkina, tai jollei sokkeli toimi kantavana, niin reuna-alueelle oletetaan tehtäväksi laattaan reunapalkki. Sokkelin tai reunapalkin kustannuksien muodostumista ei tässä työssä ole huomioitu. Diplomityössä ei ole myöskään huomioitu luvun 5.2.4 mukaista pilari-palkkilaattarakennetta. Kyseinen rakenne on yleisestikin käytetty, mutta tässä työssä ei ole laskennallisesti tutkittu raudoitettua teräskuitubetonilattiaa. Teräskuitubetonipoikkileikkauksen laskennallisen homogeenisuuden takia laattarakenne ei tarvitse erilisiä jäykempiä raudoitettuja palkkikaistoja.

Kustannuksiin ei ole huomioitu kuinka laatan koko vaikuttaa neliökustannuksiin. Koska reuna-alue on oletettu paaluttomaksi, pienimmillä laatan pinta-aloilla neliökustannukset pienenevät, koska reuna-alueen ja keskialueen suhde muuttuu ja reuna-alueen suhteellinen pinta-ala kasvaa suhteessa keskialueen pinta-alaan. Laatan pinta-alan pienentyessä paalujen kustannuksien merkitys myös kasvaa, koska reuna-alueella paaluvälit ovat pienemmät. Tapauskohtaisesti tulokset voivat poiketa toisistaan, jos esimerkiksi laatan mitat tunnetaan. Laatan mittojen mukaan joudutaan yleensä paaluvälit päättämään laatan mittojen mukaan ja laatan paksuus optimoimaan paaluvälin mukaiseksi. Kuitenkin tietokone-laskennalla näidenkin suhde saadaan helpoiten selvitettyä. Tämän työn ohessa tehtyyn laskentapohjaan on mahdollista huomioida reuna-alueelle sijoitetut paalut, niin että ne huomioidaan kustannuksien muodostumiseen. Myös laatan mitat voidaan huomioida optimoinnissa, jolloin optimointi saadaan realistiseksi tapauskohtaisesti.

Kuten kaikista päätelmistä voidaan huomata, kaikkea ei voida optimoinnissa mitenkään huomioida. Käsitteenä paalulaattarakenne on todella laaja, johon vaikuttaa useampi muuttuja. Työhön on yritetty löytää ne merkittävimmät tekijät, jotka on pystytty määrittämään kohtalaisen tarkasti ja niiden avulla optimointi on saatu pidettyä rajallisena niin kokonaislaajuudessaan kuin ajallisestikin.

## 9.2 Jatkotutkimustarpeet

Teräskuitubetonin ja teräsbetonin lävistysmitoitus on edelleen Suomessa poikkeava Eurokoodi standardeihin. SFS-EN 1992-1-1 mukainen mitoitustapa antaa varsin suuria lävistyskestävyyden arvoja verrattuna rakennusmääräyskokoelman mitoituksen mukaisiin arvoihin. Niin ikään myös saksalaisen ohjeistuksen mukainen teräskuitubetonin lävistyskestävyyden mitoitus, joka pohjautuu Eurokoodin mukaiseen mitoitukseen, antaa erittäin suuria lävistyskestävyyden arvoja. Tämän vuoksi varsinkin teräskuitubetonin lävistyskestävyyttä täytyisi tutkia koekuormituksilla, jotta saataisiin luotua uusia ohjeita lävistysmitoitukseen. On kuitenkin huomattava, että teräskuitubetonin lävistyskestävyys on huomattavasti parempi kuin raudoitetun betonin tässä työssä esitetyillä ohjeistuksilla. Työn tuloksien perusteella voidaan todeta, että paalulaattojen tapauksissa lävistyskestävyys on hyvin merkittävässä asemassa. Tämän työn lähes jokaisessa optimoinnin laskentatapauksessa laatan lävistyskapasiteetin lisäksi myös laatan taivutuskapasiteetti oli hyödynnetty



täysin paalun kohdalla. Tämän vuoksi olisikin syytä miettiä, kuinka laatan taivutus paalun kohdalla vaikuttaa laatan lävistyskestävyyteen ja kuinka taivutus tulisi huomioida mitoituksessa. Aurelio Muttoni ja Miguel Fernandez ovatkin lähteessä [5] luoneet SFS-EN 1992-1-1 standardiin muutosehdotuksen, jossa huomioitaisiin pilarin kohdalla laatan lävistyskestävyyteen taivutuksesta aiheutuva laatan kiertymä. Nykyisiin SFS-EN 1992-1-1 mukaisiin lävistyskestävyyden kaavoihin ei huomioida laatan kiertymistä, jonka vuoksi kaavat ovat epävarmalla puolella. Lisäksi Muttoni ja Fernandez ovat ehdottaneet, että lävistyspiirin etäisyys pilarista tulisi olla enintään  $0,5d$ , kuten tällä hetkellä käytettävässä rakennusmääräyskokoelman mukaisessa lävistyskestävyyden kaavassa on käytetty. Suomeen tarvitaan nopeasti uusittu SFS-EN 1992-1-1 standardi, johon on huomioitu lävistyskestävyyden mitoituksen muutokset.

Tulevaisuudessa teräskuitubetonin tutkimista tarvitaan huomattavasti enemmän. Kuitubetonien menekit ovat selvässä kasvussa ja uusia mitoitusohjeita tarvittaisiin rakennussuunnittelun hyödynnettäväksi pikaisesti. Teräskuitubetonille täytyy tehdä huomattavasti enemmän koekuormituksia, joiden avulla saataisiin selville teräskuitubetonikappaleiden todellinen käyttäytyminen. Pelkät palkkikokeet eivät ole riittäviä vaan tarvitaan myös koekuormituksia niin puristutuille rakenteille kuin laattamaisille rakenteillekin, koska niiden käyttäytyminen toisiinsa nähden on huomattavasti erilaista. Teräskuitubetonin hyödyntäminen myös muihin kantaviin rakenteisiin olisi myös mahdollistettava ja hyödynnettävä, jos koekuormitukset ja tulevaisuudessa tehdyt tutkimukset niin osoittavat. Teräskuitubetonilla voi olla tulevaisuudessa merkittävä asema teräsbetonin rinnalla.

## LÄHTEET

- [1] Betterman, L.R., Oyang, C., Shah, S.P., Fiber-Matrix Interaction in Microfiber-Reinforced Mortar, *Advanced Cement-Based Materials*, No. 2, 1995
- [2] Destrée, X. & Mandl, J., Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: Case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents, *Tailor Made Concrete Structures – Walraven & Stoelhorst* (eds) 2008, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47535-8
- [3] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (German committee for reinforced concrete), *DafStb Guideline Steel fibre reinforced concrete, Additions and changes to DIN EN 1992-1-1 in conjunction with DIN EN 1992-1-1/NA, DIN EN 206-1 in conjunction with DIN 1045-2 and DIN EN 13670 in conjunction with DIN 1045-3, Part 1-3*, Draft November 2012
- [4] DIN 1045-1-2001-07, Plain, Reinforced and Prestressed Concrete Structures. Part 1: Design and Construction
- [5] Fernandez M., Muttoni A., Proposal for punching shear provisions based on CSCT, SIA, Switzerland 2014
- [6] Granju, J. L., Balouch, S. U., Corrosion of Steel Fibre Reinforced Concrete from the Cracks. *Cement and Concrete Research*, Vol. 35, June 2004, s. 573-577.
- [7] Kansallinen liite standardiin SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt. 2009, Ympäristöministeriö. 15 s.
- [8] Kähkönen, L., Saarinen, E. Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja osa 2. By202. Vaajakoski, 2005, Suomen betoniyhdistys ry. s. 243-468.
- [9] Liikennevirasto, Eurokoodin soveltamisohje. Betonirakenteiden suunnittelu – NCCI2, Liikenneviraston ohjeita 13/2012, Helsinki 2012,
- [10] Löfgren, I., Fibre-Reinforced Concrete for Industrial Construction - A Fracture Mechanics Approach to Material Testing and Structural Analysis. PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2008
- [11] Mandl Jürgen, Matsinen Martti, Teräskuitubetonin käyttäminen kantavissa rakenteissa, *Betoni* 1/2014

- [12] Minelli, F., Plain and Fiber Reinforced Concrete Beams under Shear Loading: Structural Behaviour and Design Aspects. PhD Thesis, University of Brescia, Brescia, Italy 2005, s. 429
- [13] Mondo, E. Shear Capacity of Steel Fibre Reinforced Concrete Beams without Conventional Shear Reinforcement, Master of Science Thesis, Royal Institute of technology, Stockholm, Sweden 2011
- [14] Mäntyranta Mikko, Kantavien teräskuitubetonirakenteiden mitoitus, Diplomityö, Tampere 2013, Tampereen Teknillinen Yliopisto
- [15] Park R. & Gamble W. L., Reinforced concrete slabs - Second Edition, New York 2000, John Wiley & Sons, Inc.
- [16] Rakennusteollisuus RT, Tuotelehti PO-2011 mukaiseen paalutustyöhön RT-2011
- [17] RILEM TC 162-TDF, Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, Materials and Structure, Vol. 36, October 2003, s. 560-567
- [18] SFS-EN 14889-1. Betoniin käytettävät kuidut. Osa 1: Teräskuidut. Määritelmät, vaatimukset ja vaatimustenmukaisuus. Helsinki 2006, Suomen Standardisoimisliitto
- [19] SFS-EN 1992-1-1 Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt
- [20] Shearfix, Punching Shear Reinforcement, Ancon Building Products;  
<http://www.ancon.co.uk/products/punching-shear-reinforcement/design-information>
- [21] Suomen Betoniyhdistys ry., Teräskuitubetonirakenteet 2011, BY56. Helsinki 2011
- [22] Suomen Betoniyhdistys ry., Betonirakenteiden suunnitteluohje 2011, BY61. Helsinki 2011
- [23] Suomen Rakentamismääräyskokoelma B4, Betonirakenteet, ohjeet 2005, Ympäristöministeriö asunto- ja rakennusosasto
- [24] Swedish Concrete Association. Steel Fibre Reinforced Concrete – Recommendations for Design, Construction, and Testing. (Stålfibrebetong – rekommendationer för konstruktion, utförande och provning). Concrete Report No. 4, 2nd Edition, Stockholm, Sweden, 1997.

- [25] Tazaly, Z., Punching Shear Capacity of Fibre Reinforced Concrete Slabs with Conventional Reinforcement, Computational analyses of punching models, Master of Science Thesis, Royal Institute of technology, Stockholm, Sweden 2011
- [26] Vondran, G. L., Applications of Steel Fibre Reinforced Concrete. Concrete International, Vol. 13, No. 11, 1991, s. 44-49.

LIITE 1: Optimaalinen teräskuitubetonipaalulaatta (Paalupituus 50m, Kuormitus 30kPa)

Kuormitukset

g	4,525	[kN/m <sup>2</sup> ]
q	30	[kN/m <sup>2</sup> ]

p <sub>ek</sub>	34,525	[kN/m <sup>2</sup> ]
p <sub>ed</sub>	50,20375	[kN/m <sup>2</sup> ]
p <sub>ek,ψ2</sub>	28,525	[kN/m <sup>2</sup> ]

Paalun koko

d <sub>paalu</sub>	300	[mm]
--------------------	-----	------

Paaluväli reunalla

L <sub>reuna</sub>	3,15	[m]
--------------------	------	-----

Paaluväli keskellä

L <sub>keski</sub>	3,94	[m]
--------------------	------	-----

Valittu laatan paksuus

h	181	[mm]
---	-----	------

Laatan tehokas korkeus

d	156	[mm]
---	-----	------

Vahvistuksen paksuus

h <sub>vahv</sub>	50	[mm]
-------------------	----	------

d<sub>kerroin</sub> 1,5

d <sub>paalusieni</sub>	907	[mm]
-------------------------	-----	------

Vahvistuksen tehokas korkeus

d <sub>vahv</sub>	206	[mm]
-------------------	-----	------

Paaluhattun koko

h <sub>paaluhattu</sub>	453,5	[mm]
-------------------------	-------	------

d<sub>kerroin</sub> 2,0

d <sub>paaluhattu</sub>	907	[mm]
-------------------------	-----	------

Hyötykuorman vähennyskerroin:

ψ <sub>2</sub>	0,8
----------------	-----

Virumaluku Eurokoodi 3.1 kuva (s.36)

φ	2
---	---

Materiaali

f <sub>ck</sub>	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>cd</sub>	17	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctm</sub>	2,90	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctk</sub>	2,03	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctd</sub>	1,35	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>yk</sub>	500	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>yd</sub>	434,8	[N/mm <sup>2</sup> ]

f <sub>ct0,u</sub>	2,5	[N/mm <sup>2</sup> ]
f <sub>ctd,u</sub>	2,1505126	[N/mm <sup>2</sup> ]

E <sub>cm</sub>	32837	MPa
E <sub>sm</sub>	200000	Mpa

KUSTANNUKSET

		Määrä	HINTA	
Paalu	27,00 € /m	50 m	286	80,75 €
Kuitubeton	253,00 € /m <sup>3</sup>	45,79 m <sup>2</sup>	4781,146	46,42 €
Teräs	1,10 € /kg	0 kg		- €
Raud.työ	5,0 tth /1000kg	kg		- €
Lävistys				- €
Paaluhattu	253,00 € /m <sup>3</sup>	106,6984		5,65 €

132,82 € 132,82 €

Laatta 46,42 €

Betonipeite

c <sub>nom,yläpi</sub>	25	mm
c <sub>nom,alapi</sub>	25	mm
c <sub>nom,paali</sub>	0	mm

γ <sub>ct</sub>	1,3
γ <sub>c</sub>	1,5
γ <sub>s</sub>	1,15
α <sub>cc</sub>	0,85

Numero Tyyppi

Paalutyyp	3	TB300a
Neg.vaippa	0	[kN]

Laatan koko (optimoitava ala)

L	53,64	m
B	89,14	m
A	4781,146	m <sup>2</sup>

Taivutus MURTORAJATILASSA

M-/M+	1
-------	---

	As [mm <sup>2</sup> /n]	T [mm]	k [mm]	x	x <sub>b</sub>	F <sub>c</sub>	F <sub>s</sub>	F <sub>f</sub>	ec	ef tai es, ma	ef tai es	M <sub>rd</sub>
Laattak. yp	0	6	#JAKO/0!	25,82811	94,239518	333,70	0,00	333,70	0,0035	0,0225556	0,021028	29,3
					27,4 %				100,0 %	OK!		
ap	0	6	#JAKO/0!	25,82811	94,239518	333,70	0,00	333,70	0,0035	0,0225556	0,021028	29,3
					27,4 %				100,0 %	OK!		
Pilarik. yp	0	10	#JAKO/0!	25,82811	94,239518	333,70	0,00	333,70	0,0035	0,0225556	0,021028	29,3
					27,4 %				100,0 %	OK!		

Plastisuusteoria, murtoviivamenetelmä

Laskomekanismi	pu	pd/pu
Keskikaista	50,88	98,66 %
Reunakaista	69,74	71,98 %
Kartiomekanismi	pd/pu	
Keskikaista	64,29181	78,09 %
Reunakaista	83,23501	60,32 %

Venymien raja-arvot	min	max
es	0,0025	0,025
ec	0	0,0035

Kimboteoria, kaistamenetelmä

	Kaistaleveys	M <sub>el</sub>	M <sub>el,ψ2</sub>	μ	ω	x	As [mm <sup>2</sup> /n]	T [mm]	k [mm]
Laattakaista yp	67 %	20,7	11,7	0,049975	0,05129	10,00155	312,8486	8	160
ap	50 %	24,8	14,1	0,05997	0,061884	12,06747	377,4705	10	200
Pilarikaista yp	33 %	57,9	32,9	0,080246	0,083753	21,56645	674,5986	12	160
ap	50 %	24,8	14,1	0,05997	0,061884	12,06747	377,4705	10	200
M-/M+	1,333333								

## Laatan lävistyminen (RakMk B4)

Lävistysvoima	$V_{Ed}$	781,0238 [kN]	
pinta-ala $(= [b+d][h+d])$	$A_u$	1229662 [mm <sup>2</sup> ]	
piiri $(= 2 * [(b+d)+(h+d)])$	$u$	4275,168 [mm]	
ulompi piiri	$u_{out}$	4275,168	
suht.raudoitus $(= A_s / [1m * d])$	$\rho$	0	
$(= 1,6-d)$	$k$	1,394	
	$k_{out}$	1,444	
$(= 0,4 / (1 + 1,5e / (a_u)^{(1/2)}))$	$\beta$	0,4	
	kuitu	1444,163 [kN]	
	kuitu,out	1131,573 [kN]	
Sisempi tarkistuspiiri			
Lävistyskestävyys	$V_{Rd,c}$	995,6575 [kN]	$(= k\beta(1+50\rho)u d * f_{ctd})$
Käyttöaste		78,4 %	
Ulompi tarkistuspiiri			
Lävistyskestävyys	$V_{Rd,c}$	781,0373 [kN]	$(= k\beta(1+50\rho)u d * f_{ctd})$
Käyttöaste		100,0 %	

## Lävistysraudoitus

$f_{yd}$	300 [N/mm <sup>2</sup> ]
leikkausraudoitus kpl	0
kpl	0
T	12
$A_{sv}$	0,0 [mm <sup>2</sup> ]
$\alpha$	49,51622
$(= A_{sv} * f_{yd} * V_{Rd,s})$	0,0 [kN]

## Leikkauskestävyys

$(= 0,25 * V_{Rd})$	$V_{Rd}$	165,9429 [kN]
KÄYTTÖASTE		470,66 %

jakoalue -583,3385 mm  
jakomäärä 1 kpl

KÄYTTÖASTE	100,00 %
------------	----------

## Taipumat ja halkeamat KÄYTTÖRAJATILASSA (HALKEILEMATON TILA)

## PAALUN KOHDALLA

halkeilematon poikkileikkaus $(= bh^3/12)$	$I$	1,03E+09 [mm <sup>4</sup> ]	
betonin taivutusvetolujuus $(= (1,6-h/1000)f_{ctm})$	$f_{ctm,fl}$	3,97 MPa	
ensimmäisen halkeaman momentti $(= W_{ce} * f_{ctm,fl})$	$M_{cr}$	35,27 kNm	
	$M_{ek \psi/2}$	32,9 [kNm]	
Käyttöaste		93,3 %	
EI HALKEAMIA!			

## TAIPUMA (ilman virumaa)

$(= 2/384) * (pL^4 / (E_{cm} I_e))$	$w$	1,3 [mm]	
	$L/250$	15,77699 [mm]	
Käyttöaste		8,2 %	

## Tehollinen kimmokerroin

$(= 1,05 * E_{cm} / (1 + \varphi))$	$E_{c,eff}$	11492,8 MPa	
-------------------------------------	-------------	-------------	--

## TAIPUMA (virumalla)

$(= 2/384) * (pL^4 / (E_{c,eff} I_e))$	$w$	3,69 [mm]	
	$L/250$	15,77699 [mm]	
Käyttöaste		23,4 %	

## YLÄ- TAI ALAPINNASSA

halkeilematon poikkileikkaus $(= bh^3/12)$	$I$	4,94E+08 [mm <sup>4</sup> ]	
betonin taivutusvetolujuus $(= (1,6-h/1000)f_{ctm})$	$f_{ctm,fl}$	4,11 MPa	
ensimmäisen halkeaman momentti $(= W_{ce} * f_{ctm,fl})$	$M_{cr}$	21,65 kNm	
	$M_{ek \psi/2}$	14,1 [kNm]	
Käyttöaste		65,1 %	
EI HALKEAMIA!			

## TAIPUMA (ilman virumaa)

$(= 2/384) * (pL^4 / (E_{cm} I_e))$	$w$	2,7 [mm]	
	$L/250$	15,77699 [mm]	
Käyttöaste		17,0 %	

## Tehollinen kimmokerroin

$(= 1,05 * E_{cm} / (1 + \varphi))$	$E_{c,eff}$	11492,8 MPa	
-------------------------------------	-------------	-------------	--

## TAIPUMA (virumalla)

$(= 2/384) * (pL^4 / (E_{c,eff} I_e))$	$w$	7,66 [mm]	
	$L/250$	15,77699 [mm]	
Käyttöaste		48,6 %	

## Paalun sallittu puristuskestävyys

$N_k$	537,1082 [kN]	
$R_{k,max}$	591 [kN]	
Käyttöaste		90,9 %

## Paalun puristuskestävyys murtorajatilassa

$N_d$	781,0238 [kN]	
$R_{d,max}$	783 [kN]	
Käyttöaste		99,7 %



**Laatan lävistyminen (RakMk B4)**

Lävistysvoima	$V_{Ed}$	783,11291	[kN]
pinta-ala ( $=[b+d][h+d]$ )	$A_u$	906742,16	[mm <sup>2</sup> ]
piiri ( $=2*[(b+d)+(h+d)]$ )	$u$	3651,1681	[mm]
ulompi piiri	$u_{out}$	3651,1681	
suht.raudoitus ( $=A_s/[1m*d]$ )	$\rho$	0,0073042	
( $=1,6-d$ )	$k$	1,394	
	$k_{out}$	1,47	
( $=0,4/(1+1,5e/(a_u)^{(1/2)})$ )	$\beta$	0,4	

Sisempi tarkistuspiiri

Lävistyskestävyys	$V_{Rd,c}$	773,92119	[kN]	( $=k\beta(1+50\rho)ud*f_{ctd}$ )
Käyttöaste		101,2 %		

Ulompi tarkistuspiiri

Lävistyskestävyys	$V_{Rd,c}$	515,02396	[kN]	( $=k\beta(1+50\rho)ud*f_{ctd}$ )
Käyttöaste		152,1 %		

**Lävistysraudoitus**

	$f_{yd}$	300	[N/mm <sup>2</sup> ]
leikkausraudoitus	hatut kpl	6	
	kpl	24	
	$T$	12	
	$A_{sv}$	2714,3	[mm <sup>2</sup> ]
	$\alpha$	49,516222	
( $=A_{sv}*f_{yd}$ )	$V_{rd,s}$	619,3	[kN]

Leikkauskestävyys

( $=0,25*V_{rd}/V_{Ed}$ )	$V_{rd}$	812,8292	[kN]
KÄYTTÖASTE		96,34 %	

jakoalue -131,2838 mm

jakomäärä 1 kpl

KÄYTTÖASTE	96,34 %
------------	---------

**Taipumat ja halkeamat KÄYTTÖRAJATILASSA (HALKEILEMATON TILA)****PAALUN KOHDALLA**

halkeilematon poikkileikkaus

( $=bh^3/12$ )	$I$	1,03E+09	[mm <sup>4</sup> ]
----------------	-----	----------	--------------------

betonin taivutusvetolujuus

( $= (1,6-h/1000)f_{ctm}$ )	$f_{ctm,fl}$	3,97	MPa
-----------------------------	--------------	------	-----

ensimmäisen halkeaman momentti

( $=W_{ce}*f_{ctm,fl}$ )	$M_{cr}$	35,27	kNm
	$M_{ek \psi_2}$	36,2	[kNm]
Käyttöaste		102,7 %	

HALKEAMA, EI KRIITTINEN!

**YLÄ- TAI ALAPINNASSA**

halkeilematon poikkileikkaus

( $=bh^3/12$ )	$I$	3,10E+08	[mm <sup>4</sup> ]
----------------	-----	----------	--------------------

betonin taivutusvetolujuus

( $= (1,6-h/1000)f_{ctm}$ )	$f_{ctm,fl}$	4,19	MPa
-----------------------------	--------------	------	-----

ensimmäisen halkeaman momentti

( $=W_{ce}*f_{ctm,fl}$ )	$M_{cr}$	15,88	kNm
	$M_{ek \psi_2}$	15,5	[kNm]
Käyttöaste		97,7 %	

EI HALKEAMIA!

**TAIPUMA (ilman virumaa)**

( $=2/384)*(pL^4/(E_{cm}I_e))$ )	$w$	1,3	[mm]
	$L/250$	15,897868	[mm]
Käyttöaste		8,2 %	

**TAIPUMA (ilman virumaa)**

( $=2/384)*(pL^4/(E_{cm}I_e))$ )	$w$	4,3	[mm]
	$L/250$	15,897868	[mm]
Käyttöaste		27,2 %	

Tehollinen kimmokerroin

( $=1,05*E_{cm}/(1+\varphi)$ )	$E_{c,eff}$	11492,799	MPa
--------------------------------	-------------	-----------	-----

Tehollinen kimmokerroin

( $=1,05*E_{cm}/(1+\varphi)$ )	$E_{c,eff}$	11492,799	MPa
--------------------------------	-------------	-----------	-----

**TAIPUMA (virumalla)**

( $=2/384)*(pL^4/(E_{c,eff}I_e))$ )	$w$	3,73	[mm]
	$L/250$	15,897868	[mm]
Käyttöaste		23,5 %	

**TAIPUMA (virumalla)**

( $=2/384)*(pL^4/(E_{c,eff}I_e))$ )	$w$	12,34	[mm]
	$L/250$	15,897868	[mm]
Käyttöaste		77,6 %	

**Paalun sallittu puristuskestävyys**

	$N_k$	536,39226	[kN]
	$R_{k,max}$	591	[kN]
Käyttöaste		90,8 %	

**Paalun puristuskestävyys murtorajatilassa**

	$N_d$	783,11291	[kN]
	$R_{d,max}$	783	[kN]
Käyttöaste		100,0 %	